



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
CATALUÑA**
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO,
CARTOGRÁFICA Y GEOFÍSICA

Programa de Doctorado: Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

**Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de
Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del
Espectro de Capacidad**

Tesis Doctoral presentada para optar al grado de Doctor
por la Universidad Politécnica de Cataluña

Juan Carlos Jiménez Pacheco

Director:

Dr. Ramón González-Drigo

Co-directores:

Dr. Alex H. Barbat

Dr. Luis G. Pujades

Barcelona, 20 de septiembre de 2016

La presente tesis ha sido posible gracias a una beca para estudios doctorales otorgada por el Gobierno Ecuatoriano. Esta beca fue concedida a través de la Secretaría Nacional de Educación Superior Ciencia y Tecnología, SENESCYT, en el marco del Programa de becas Academia 2010.



Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico: 2015 - 2016

Nombre y apellidos

Juan Carlos Jiménez Pacheco

Programa de doctorado

Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Unidad estructural responsable del programa

Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de su tesis doctoral titulada ***Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.***

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

☐

NO APTO

☐

APROBADO

☐

NOTABLE

☐

SOBRESALIENTE

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

_____, _____ de _____ de _____

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

☐

SÍ

☐

NO

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado		Secretario/a de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado	

Barcelona, _____ de _____ de _____

AGRADECIMIENTOS

A mi director, Ramón González-Drigo, por su labor de orientación en este trabajo y por brindarme su amistad.

A mis co-directores, Lluís Pujades y Alex Barbat, por su apoyo constante y por su preocupación porque este trabajo llegue a buen término.

A Jorge Avila, por su amistad, sus consejos y ayuda.

A mi familia, por todo su apoyo. En especial, a mi mamá, a mi hermano Pedro y a mi prima Diana.

A mis amigos Cristóbal, Paola, Carme, Joaquín, Esteban por hacerlo todo más sobrellevable.

RESUMEN

Actualmente, son muy pocos los programas que se especializan en el análisis sísmico de edificios de mampostería no reforzada. La mayoría de trabajos se han concentrado en el comportamiento sísmico de las paredes o (a nivel 3D) no han integrado la flexibilidad del sistema de piso en el problema. En este contexto, dos fueron los objetivos fundamentales de este trabajo: 1) desarrollar un modelo para análisis estático no lineal de edificios de mampostería no reforzada que considere la flexibilidad del sistema de piso, 2) estudiar la influencia de la rigidización del sistema de piso en el desempeño sísmico global de tales edificios. Como caso-base de estudio se asumió un edificio-prototipo de seis pisos, representativo de la primera época del Eixample-Barcelona (1860–1880), el cual se generó a partir de la revisión de varias fuentes documentales. En cuanto a la acción sísmica, se asumió una de las formulaciones analíticas del proyecto RISK-UE, abarcando tanto un escenario determinista como probabilista. Así pues, a partir de la asunción de un segundo modo de falla global, el modelo propuesto se inscribe en la aproximación de pórtico equivalente. La modelización de las paredes consistió en la ensambladura de macro-elementos verticales y horizontales (pilares y vigas-dintel) mediante vínculos rígidos. El sistema de piso, perteneciente al tipo de pisos unidireccionales, se modelizó como agregación de macro-elementos diafragma con un comportamiento de corte simple. Todos los macro-elementos, tanto los que conforman las paredes como el sistema de piso, se elaboraron con elementos tipo resorte. La construcción del modelo obedeció a una estrategia de modelización-validación por etapas, a partir del modelo 2D de pórtico equivalente hasta el modelo integral 3D del edificio-prototipo. En cuanto al análisis de la influencia de la rigidización del sistema de piso, se basó en métodos convencionales de rigidización, a partir de dos variantes básicas del edificio-prototipo establecidas en función de dos sistemas de piso típicos del caso estudiado: a) piso de vigueta metálica y arco de rasilla y b) piso de madera. Sobre la base de un análisis de sensibilidad, el estudio se centró en tres casos por cada variante básica: 1) variante básica original, 2) subvariante rigidizada y 3) piso rígido. El comportamiento sísmico global se evaluó en términos de resultados de análisis de modal, características de las curvas *pushover* y el daño potencial esperado. En lo referente a la evaluación del daño potencial, se adoptó el método de nivel II del proyecto RISK-UE, con una modificación: en la estimación del punto de desempeño se usaron los métodos de espectro de capacidad: ATC 40 y FEMA 440. A partir de los resultados de desempeño obtenidos, se realizó un análisis comparativo, constatándose que el ATC 40 subestima las demandas máximas de desplazamiento en el orden del 10% - 12%. Finalmente, se evaluaron los daños probables esperados. Para las variantes básicas se obtuvo un daño predominante de tipo leve. La rigidización del sistema de piso provocó una mejora en el desempeño sísmico, reflejada en la migración a un grado de daño esperado entre nulo y leve. Los resultados y las conclusiones de este trabajo se enmarcan en un contexto de amenaza sísmica de leve a moderada. Una redefinición del escenario sísmico que suponga incremento del nivel de intensidad sísmica conllevaría grados mayores de daño y una mayor subestimación de la demanda de desplazamiento por parte del ATC 40.

SUMMARY

Currently, there are very few programs specialized in seismic analysis of unreinforced masonry buildings. Most studies have focused on the seismic behavior of the walls or (in a 3D level) have not integrated the flexibility of the floor system in the problem. In this context, two were the primary objectives of this work: 1) develop a model for nonlinear static analysis of unreinforced masonry buildings considering the flexibility of the floor, 2) study the influence of the stiffening of the floor system in the global seismic performance of such buildings. A six-story prototype-building, representative of the first period of the Eixample-Barcelona (1860-1880), was adopted as case study and benchmark. This building was generated from the review of several documentary sources. As regards the seismic action, it was assumed one of the analytical formulations of the RISK-UE project, covering both deterministic and probabilistic scenarios. Thus, on the basis of the premise of a second global failure mode, the proposed model falls within the equivalent frame approach. The modeling of the walls consisted in the assembly of vertical and horizontal macro-elements (piers and spandrels) with rigid links. The floor system, belonging to the type of unidirectional floors, was modeled as aggregation of diaphragm macro-elements with a simple shear behavior. All macro-elements, those that constitute the walls as well as the floor system, were developed with spring-elements. The construction of the model followed a strategy of modeling and validation by stages, from the 2D equivalent frame model until the integral model of the prototype- building. As regards the analysis of the influence of the stiffening of the floor system, it was based on conventional methods of stiffening, from two basic variants of the prototype-building defined in function of the floor system: jack arch masonry slab and timber floor, typical in the Eixample's buildings. On the basis of a sensitivity analysis, the study focused on three cases per each basic variant: 1) original basic variant, 2) sub-variant stiffened and 3) rigid floor. The global seismic performance was evaluated in terms of modal analysis results, characteristics of pushover curves and the expected potential damage. Regarding potential damage evaluation, the RISK-UE Level II Method was adopted, with one modification: instead of N2 Method, the Capacity Spectrum Methods (ATC 40 and FEMA 440) were used in the assessment of performance point. From a comparative analysis of the obtained performance results, it was found that the ATC 40 underestimates the maximum demands of displacement in the order of 10% - 12%. Finally, the expected probable damages were assessed. For the basic variants a slight damage was predominant. The stiffening of the floor system led to an improvement in the seismic performance, reflected in the migration to a level of expected damage between null and slight. The results and conclusions of this work are framed in a context of seismic hazard from slight to moderate. A redefinition of the seismic scenario involving increasing of the seismic intensity would lead to greater damage levels as well as greater underestimation of the displacement demand by the ATC 40.

ÍNDICE

Resumen	i
Summary	iii
ÍNDICE	v
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABLAS	xvi

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	4
1.3 Metodología	5
1.4 Descripción sumaria de los capítulos	7

2. MODELIZACIÓN 2D: LINEAMIENTOS GENERALES

2.1 Modelos para edificios de mampostería no reforzada	9
2.1.1 Tipos de modelos: consideraciones generales	9
2.1.2 Modelos de elementos finitos: micro-modelización y macro-modelización	13
2.1.3 Modelos de pórtico equivalente	17
2.2 Modelización global	28
2.2.1 La aproximación de pórtico equivalente	29
2.2.2 El elemento multi-resorte	31
2.2.2.1 Descripción del elemento multi-resorte de Ruaumoko-2D	31
2.2.2.2 Modelo cinemático de los macro-elementos	32

3. MODELIZACIÓN A NIVEL DE MIEMBRO Y VALIDACIÓN DEL MODELO 2D PROPUESTO

3.1 Modos de falla y modelos de resistencia de los macro-elementos	35
3.1.1 Modos de falla en los pilares	36
3.1.1.1 Condiciones de borde en pilares	36
3.1.1.2 Falla por flexión: volteo (<i>rocking</i>)	40
3.1.1.3 Falla por corte: agrietamiento diagonal (<i>diagonal cracking</i>)	41
3.1.1.4 Modos de falla mixtos: corte con deslizamiento (<i>shear sliding</i>)	46
3.1.1.5 Interacciones con la carga axial en los pilares	48
3.1.2 Modos de falla en las vigas-dintel	50
3.1.2.1 Consideraciones preliminares	50
3.1.2.2 Condiciones de borde en vigas-dintel	51
3.1.2.3 Falla por flexión: agrietamiento vertical	55
3.1.2.4 Falla por corte: agrietamiento diagonal	58

3.2	Modelos fuerza-desplazamiento de los macro-elementos propuestos.....	59
3.2.1	Modelos fuerza-desplazamiento de los pilares.....	59
3.2.1.1	Propuestas clásicas	59
3.2.1.2	Lineamientos actuales y definición de propuesta.....	61
3.2.2	Modelos fuerza-desplazamiento de las vigas-dintel.....	63
3.2.2.1	Propuestas clásicas	63
3.2.2.2	Lineamientos actuales y definición de propuesta.....	65
3.2.3	Implementación en Ruaumoko-2D de los modelos fuerza-desplazamiento propuestos	66
3.3	Validación del modelo de pórtico equivalente propuesto	69
3.3.1	Programa experimental en la Universidad de Pavia.....	71
3.3.1.1	Door-wall.....	73
3.3.1.2	Window-wall	75
3.3.1.3	Influencia de las interacciones con la carga axial y de la consideración de las vigas-dintel.....	77
3.3.2	Simulaciones numéricas de pared “D”, edificio vía Verdi (Proyecto Catania).....	79
3.4	Discusión de los resultados y conclusiones.....	81
3.4.1	Paredes del prototipo de Pavia	81
3.4.2	Pared “D” del edificio en vía Verdi (Proyecto Catania).....	83
3.4.3	Conclusiones	83

4. SISTEMAS DE PISO FLEXIBLE

4.1	El rol de la flexibilidad del diafragma en la respuesta sísmica de edificios de MNR	85
4.1.1	Consideraciones previas: premisas y alcance de este trabajo.....	85
4.1.2	Influencia de la rigidez del diafragma de piso en la respuesta en el plano de las paredes.....	86
4.1.3	Rigidez total de un sistema de piso: enfoque general.....	88
4.1.4	Rigidez de corte del diafragma de piso: aproximación general.....	89
4.2	Pisos de madera	93
4.2.1	Evaluación experimental de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera	94
4.2.2	Evaluación de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera mediante el uso de normativas internacionales.....	102
4.2.3	Evaluación analítica de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera.....	108
4.3	Pisos de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR).....	117
4.3.1	Comportamiento y caracterización de pisos VMAR: revisión panorámica	118
4.3.2	Investigación experimental sobre la rigidez a corte de los pisos VMAR.....	119

5. MODELIZACIÓN DEL EDIFICIO-PROTOTIPO

5.1	Contexto arquitectónico-tipológico	123
5.1.1	Consideraciones arquitectónicas y tipológicas preliminares	123
5.1.2	Particularidades tipológicas del Eixample.....	124
5.1.3	Organización en planta y aberturas en paredes	126
5.2	Descripción del edificio-prototipo	127

5.2.1	Organización general y paredes.....	127
5.2.2	Sistemas de piso	130
5.2.2.1	Piso de vigueta metálica y arco de rasilla (piso VMAR)	132
5.2.2.2	Piso de madera (envigado de madera y entablado)	132
5.3	Primera aproximación de modelo 3D.....	134
5.3.1	Consideraciones preliminares.....	134
5.3.2	Primera aproximación de modelo 3D con piso flexible	136
5.3.2.1	Transferencia de cargas verticales y modelización preliminar de piso flexible	136
5.3.2.2	Validación de modelo 3D preliminar	138
5.4	Modelización de edificio-prototipo	140
5.4.1	Paredes.....	140
5.4.2	Sistema de piso	142
5.4.3	Concentración de masas	148
5.5	Generación del edificio-prototipo	150

6. CALIBRACIÓN, ANÁLISIS MODAL Y PUSHOVER

6.1	Calibración del modelo de edificio-prototipo	152
6.1.1	Análisis <i>pushover</i> del modelo-base de edificio-prototipo usando Tremuri	153
6.1.2	Resultados del proceso calibración	157
6.2	Análisis <i>pushover</i> preliminares de sub-variantes de estudio.....	160
6.2.1	Descripción de sub-variantes rigidizadas para análisis de sensibilidad	160
6.2.2	Análisis de sensibilidad y selección de sub-variantes de estudio.....	165
6.3	Influencia de la flexibilidad del sistema de piso en el comportamiento sísmico global del edificio-prototipo.....	167
6.3.1	Efectos sobre las propiedades modales	167
6.3.2	Efectos sobre la curva <i>pushover</i> y la configuración deformada de los pisos	170
6.3.3	Comparación con trabajos recientes sobre edificios de MNR del distrito del Eixample	179

7. DESEMPEÑO SÍSMICO

7.1	Definición de escenarios sísmicos determinista y probabilista	183
7.1.1	Amenaza sísmica para la ciudad de Barcelona	183
7.1.2	Definición de los espectros elásticos de respuesta aceleración- desplazamiento con miras a la aplicación del Método del Espectro de Capacidad, MEC.....	185
7.2	Desempeño sísmico: Estrategia adoptada a partir de la metodología de nivel II del proyecto RISK-UE.....	187
7.2.1	Definición de los espectros de capacidad y de demanda.....	188
7.2.2	Construcción de las curvas de fragilidad y estimación del daño esperado	189
7.3	Evaluación del desempeño sísmico.....	193
7.3.1	Evaluación del desempeño sísmico: MEC-ATC 40.....	194
7.3.2	Evaluación del desempeño sísmico: MEC-FEMA 440.....	200
7.4	Discusión de resultados y conclusiones	203

8. CONCLUSIONES GENERALES, LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN Y RECOMENDACIONES

8.1	Síntesis y conclusiones generales.....	210
8.1.1	Lineamientos teóricos y construcción de un modelo para análisis estático no lineal de edificios de mampostería no reforzada.....	210
8.1.2	Efectos de la rigidización del sistema de piso sobre el comportamiento sísmico del edificio-prototipo.....	212
8.1.3	Resultados de desempeño obtenidos usando ATC 40 y FEMA 440.....	214
8.1.4	Comparación de los resultados de desempeño con los obtenidos en estudios recientes.....	214
8.2	Líneas futuras de investigación y recomendaciones	215
8.2.1	Necesidad de ensayos experimentales.....	215
8.2.2	Estudios que comprenden análisis dinámicos no lineales	216
8.2.3	Estudios a partir del modelo propuesto y de aspectos de modelización relacionados al sistema de piso	216
8.2.4	Taxonomía de edificios de mampostería no reforzada y curvas de fragilidad	217

REFERENCIAS.....	220
------------------	-----

ANEXOS Y APÉNDICES.....	239
-------------------------	-----

A1	Ficheros de ingreso para análisis <i>pushover</i> de paredes consideradas	240
A1.1	Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-unif. en Figura 3.36	240
A1.2	Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-unif. en Figura 3.40	243
A1.3	Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-1st. mode en Figura 3.46.....	247
A2	Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PR-model en Figura 5.17a.....	253
A3	Extracto de fichero de ingreso para la obtención de curva <i>pushover</i> PC en la Figura 6.19.....	260
A4	Efectos del uso de diferentes patrones de distribución de carga lateral y de la consideración de dos modos de falla por corte en pilares	265
A4.1	Uso de diferentes patrones de distribución de carga lateral	265
A4.2	Consideración de dos modos de falla por corte en pilares	267
A5	Código en MATLAB para obtención de punto de desempeño, FEMA 440 – procedimiento B.....	270
A5.1	Esquema secuencial del código elaborado.....	270
A5.2	Código en MATLAB para obtención de punto de desempeño, FEMA 440 – procedimiento B	274
A6	Obtención del punto de desempeño y curvas de fragilidad de la subvariante PCR (carga lateral según las dos direcciones ortogonales)	288
Apéndice 1	Elaboración de fichero de ingreso de datos en Ruaumoko 3D.....	290
Apéndice 2	Métodos de Espectro de Capacidad.....	298

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Pared modelizada a diferentes escalas: a) meso-escala, mediante elementos finitos; b) macro-escala, mediante macro-elementos	10
Figura 2.2	Estrategias de modelización para estructuras de mampostería: a) muestra de mampostería; b) micro-modelización detallada; c) micro-modelización simplificada; d) macro-modelización	13
Figura 2.3	Mecanismos de falla de la mampostería: a) agrietamiento por tensión en la junta; b) deslizamiento de la junta; c) agrietamiento por tensión directa de la unidad; d) agrietamiento por tensión diagonal de la unidad; e) aplastamiento de la mampostería	14
Figura 2.4	Célula básica para mampostería y proceso de homogeneización	15
Figura 2.5	Célula básica de modelo de Calderini y Lagomarsino	17
Figura 2.6	Versiones simplificadas de pórtico equivalente: a) pilar débil – viga-dintel fuerte; b) pilar fuerte – viga-dintel débil.....	18
Figura 2.7	Modelo de pórtico equivalente planteado en el método SAM: a) pórtico equivalente; b) criterio de establecimiento de alturas efectivas para los pilares.....	20
Figura 2.8	Idealización de la respuesta de un pilar de mampostería: criterio simplificado de resistencia considerando la interacción con la carga axial	20
Figura 2.9	Modelos 3D de un edificio mixto de concreto reforzado y mampostería en Capri: a) Tremuri; b) SAM II; c) Comparación de curvas <i>pushover</i> obtenidas por Tremuri y SAM II sobre edificio en Capri	21
Figura 2.10	Macro-elemento propuesto por Chen et al. (adaptado de Chen et al., 2008).....	22
Figura 2.11	Modelo de pórtico equivalente de Belmouden y Lestuzzi (tomado de Belmouden y Lestuzzi, 2007)	23
Figura 2.12	Modelo de macro-elemento de Amadio et al. (tomado de Amadio et al. 2011).....	23
Figura 2.13	Método Mas3D: a) resultantes de acciones internas del elemento; b) sistema multi-abanico; c) grados de libertad cinemáticos.....	24
Figura 2.14	Modelo de D’Asdia y Viskovic (1993): a) Discretización del elemento pilar/viga-dintel; b) discretización del elemento nodo; c) ensamble de la pared entera.....	25
Figura 2.15	Comportamiento de puntal del panel de mampostería: a) muro real; b) pared con geometría variable; c) modelo teórico	25
Figura 2.16	Modelo cinemático del macro-elemento de Gambarotta y Lagomarsino	26
Figura 2.17	Macro-elemento básico de Calìo et al. (2012): a) configuración no deformada; b) configuración deformada	27
Figura 2.18	Macro-elemento 3D de Calìo et al. (2012b): a) Macro-elemento completo; b) Distribución de resortes ortogonales a las interfases 3D para simular comportamiento a flexión; c) Representación de resortes transversales y diagonales para la simulación del comportamiento de corte y torsional	28
Figura 2.19	Modelos de pórtico equivalente.....	29
Figura 2.20	Criterio para establecer las alturas efectivas de los pilares	30
Figura 2.21	Modelo propuesto para paredes de MNR: a) Modelo global propuesto, basado en Amadio et al. (2011); b) Modelo de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte	31
Figura 2.22	Elemento multi-resorte de Ruaumoko-2D	32
Figura 2.23	Elemento multi-resorte (vertical) y coordenadas locales	32
Figura 3.1	Modos de falla considerados en pilares y vigas-dintel.....	36
Figura 3.2	Patrón de deformada y variación de cortantes y momentos de tipología de	

	paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible	37
Figura 3.3	Patrón de deformada lateral y de variación de cortantes y momentos: a) pared con pilar débil – viga-dintel fuerte; b) pared con pilar fuerte – viga-dintel débil	37
Figura 3.4	Condiciones de borde en pilares: a) componentes de ensayo estándar; b) pilar en cantiléver; c) pilar con extremos totalmente fijados	38
Figura 3.5	a) Configuración del ensayo de Petry y Beyer (2013); b) Histéresis fuerza-desplazamiento (drift) para caso $H_o = 0.75H$	39
Figura 3.6	Flexocompresión en pilares: a) condición de esfuerzos para cálculo de resistencia a flexión; b) agrietamiento por flexión y zona efectiva de corte	40
Figura 3.7	Modalidades de agrietamiento diagonal: a) directo; b) escalonado	41
Figura 3.8	Grados de regularidad en las paredes de mampostería	44
Figura 3.9	Deslizamiento en la junta horizontal: a) modo puro; b) modo mixto/híbrido.....	47
Figura 3.10	Dominios de resistencia en pilares	49
Figura 3.11	Modos de falla en vigas-dintel: a) agrietamiento vertical (flexión); b) agrietamiento diagonal.....	50
Figura 3.12	Dimensiones básicas y fuerzas internas sobre vigas-dintel.....	51
Figura 3.13	Configuraciones de ensayo sobre vigas-dintel: a) Gattesco et al. (2008); b) Dazio y Beyer (2010).....	51
Figura 3.14	a) Deformación de pórtico equivalente sujeto a cargas laterales; b) Deformación de viga-dintel en función de las demandas de desplazamiento de los pilares adyacentes (adaptado de Beyer y Dazio, 2012).....	52
Figura 3.15	Variación de esfuerzos verticales medios en la viga-dintel.....	53
Figura 3.16	Dependencia de la resistencia de corte de la viga-dintel (V_{sp}) y de la fuerza axial actuante sobre la viga-dintel, P_{sp}	54
Figura 3.17	Geometría y asunciones de FEMA 306 (1998) para evaluación de resistencia a flexión de vigas-dintel	56
Figura 3.18	Simulación de comportamiento sísmico de viga-dintel con falla de corte: Fase A: abertura de juntas verticales; Fase B: agrietamiento diagonal	58
Figura 3.19	Respuestas ante carga cíclica sobre pilares obtenidas por Anthoine et al. (1995): a) modo de falla por flexión; b) modo de falla por corte	60
Figura 3.20	Modelos clásicos fuerza-desplazamiento de corte para pilares: a) bi-lineal; b) tri-lineal.....	60
Figura 3.21	a) Envolvente de histéresis de corte en pilares; b) Modelo fuerza-deformación asociado	61
Figura 3.22	Comparación entre las curvas fuerza-desplazamiento propuestas para pilares y las curvas multilineales implementadas en Tremuri (Lagomarsino et al. 2013): a) corte; b) flexión	62
Figura 3.23	Modelos fuerza-desplazamiento propuestos por Magenes (2000): a) comportamiento elasto-plástico frágil; b) comportamiento frágil.....	63
Figura 3.24	Modelo fuerza-desplazamiento generalizado para elementos/componentes de MNR	64
Figura 3.25	Comparación entre las curvas fuerza-desplazamiento propuestos para vigas-dintel y las curvas multilineales implementadas en Tremuri (Lagomarsino et al. 2013): a) corte; b) flexión.....	65
Figura 3.26	Histéresis experimental corte vs. desplazamiento de vigas-dintel: a) con falla por flexión y b) con falla por corte.....	66
Figura 3.27	Estrategia de implementación de modelo multi-lineal en Ruaumoko (a partir de una envolvente tri-lineal)	67
Figura 3.28	Ley de degradación de resistencia de Ruaumoko	67

Figura 3.29	Histeresis de envolvente bi-lineal y tri-lineal asumidas en la modelización (tomado de Carr, 2007c)	67
Figura 3.30	Modelos fuerza-desplazamiento generalizados: a) bilineal; b) tri-lineal	68
Figura 3.31	a) función rampa unitaria; b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis	70
Figura 3.32	Edificio prototipo de Pavia: a) dimensiones y aplicación de carga; b) sistema de piso	72
Figura 3.33	Resultados obtenidos sobre la <i>door-wall</i> por Calvi y Mágenes (1994): a) estado de daño último; b) curva histerética experimental	72
Figura 3.34	Dimensiones y modelo de análisis de Pavia <i>door-wall</i>	73
Figura 3.35	Despliegue en pantalla del modelo de la <i>door-wall</i> y numeración de elementos	74
Figura 3.36	Curvas <i>pushover</i> obtenidas sobre Pavia- <i>door wall</i>	74
Figura 3.37	Estado último de las curvas fuerza-desplazamiento en pilares y vigas-dintel seleccionados de la <i>door-wall</i>	75
Figura 3.38	Dimensiones y modelo de análisis de Pavia <i>window-wall</i>	76
Figura 3.39	Despliegue en pantalla de modelo de <i>window-wall</i>	76
Figura 3.40	Curvas <i>pushover</i> obtenidas sobre Pavia <i>window-wall</i>	77
Figura 3.41	Influencia de la interacción con la carga axial en los pilares sobre las curvas <i>pushover</i> de las paredes de Pavia: a) <i>door-wall</i> ; b) <i>window-wall</i>	78
Figura 3.42	Influencia de las vigas-dintel en las curvas <i>pushover</i> de las paredes de Pavia: a) <i>door-wall</i> ; b) <i>window-wall</i>	78
Figura 3.43	Localización en planta y elevación de pared “D”- edificio en vía Verdi, proyecto Catania	79
Figura 3.44	Dimensiones y modelo de análisis de pared “D”- edificio en vía Verdi, proyecto Catania	79
Figura 3.45	Despliegue en pantalla de modelo de pared “D” del edificio en vía Verdi, proyecto Catania	80
Figura 3.46	Curvas <i>pushover</i> obtenidas sobre pared “D” del edificio en vía Verdi, proyecto Catania	81
Figura 4.1	Esquema de análisis <i>pushover</i> sobre edificio elemental	86
Figura 4.2	Efecto de transferencia de carga como función de la rigidez de piso. Izquierda: caso infinitamente flexible; derecha: caso infinitamente rígido	87
Figura 4.3	Contribuciones a la rigidez total en el plano del sistema de piso	89
Figura 4.4	Analogía de viga útil para el planteamiento de la rigidez en el plano del sistema piso	90
Figura 4.5	Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica	90
Figura 4.6	Comportamiento de corte simple en diafragma de piso	92
Figura 4.7	Configuración de ensayo de Piazza et al. (2008): a) transferencia de carga mediante estructura tipo árbol; b) esquema de instrumentación	97
Figura 4.8	Configuración de ensayo de Valluzi et al., 2010	98
Figura 4.9	Configuración de ensayo de Brignola et al. (2012): a) vista lateral; b) vista superior	100
Figura 4.10	Configuración del ensayo de Branco et al., 2014	102
Figura 4.11	Cedencia en clavos y aplastamiento localizado en la madera: a) cavidad localizada bajo carga monotónica; b) cavidad localizada bajo carga cíclica	109
Figura 4.12	Módulo de deslizamiento: comparación entre resultados experimentales y los valores propuestos por el EN 1995-1-1:2004 y el NP ENV1995-1-1:1998	110
Figura 4.13	Arriba: a) Deformación en el plano de un entablado simple; b) distribución de fuerzas. Abajo: c) rotación rígida de la tabla debido a deslizamiento de clavos;	

	d) deformación de corte de tabla; e) deformación por flexión de tabla.....	112
Figura 4.14	Curva de G_{eq} para piso de entablado simple (espesor 3cm), obtenido por Brignola et al., 2009	113
Figura 4.15	Modelo mecánico para piso de madera no rigidizado propuesto por Gattesco et al., 2014: a) con fuerza paralela a las vigas; b) con fuerza paralela a las tablas	115
Figura 4.16	Componentes de piso de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR)	118
Figura 4.17	Esquema de configuración del ensayo de Shakib y Mirjalili (2010)	120
Figura 4.18	Piso VMAR rigidizado con arriostramiento diagonal ensayado en Shakib et al. (2014)	121
Figura 5.1	Axonometría de edificio típico de la primera generación en el distrito del Eixample-Barcelona	125
Figura 5.2	Dimensiones y distribución de los edificios en manzana típica del Eixample	126
Figura 5.3	Organización en planta típica de edificio residencial del Eixample	126
Figura 5.4	Módulo caracterizador abertura-macizo en paredes de fachada de edificios del Eixample	127
Figura 5.5	Dimensiones y organización de planta del edificio-prototipo.....	128
Figura 5.6	Dimensiones de paredes de fachada de edificio-prototipo.....	128
Figura 5.7	Orientación de viguetas de piso en los vanos del edificio-prototipo	131
Figura 5.8	Piso de vigueta metálica y arco de doble rasilla (VMAR) adoptado para el edificio-prototipo.....	132
Figura 5.9	Piso de entablado simple adoptado para el edificio-prototipo	133
Figura 5.10	Piso de entablado doble adoptado para el edificio-prototipo	134
Figura 5.11	Sistemas de coordenadas adoptados: a) global; b) coordenadas locales para pilares; c) coordenadas locales para vigas-dintel.....	135
Figura 5.12	Paredes del edificio-prototipo ensayado por Calvi y Magenes (1994): a) <i>door-wall</i> ; b) <i>window-wall</i>	136
Figura 5.13	Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares.....	137
Figura 5.14	Modelación básica de piso para prototipo de Pavia (un solo vano)	137
Figura 5.15	Curvas <i>pushover</i> de prototipo de Pavia para los casos extremos de piso: a) muy flexible; b) muy rígido	138
Figura 5.16	Despliegue en pantalla del modelo del prototipo de Pavia: a) Ruaumoko; b) Tremuri (incluye nodos de control/monitoreo de desplazamiento lateral)	139
Figura 5.17	Comparación de curvas <i>pushover</i> del prototipo de Pavia obtenidas con los nodos de control de desplazamiento en: a) la <i>door-wall</i> ; b) la <i>window-wall</i>	140
Figura 5.18	Adaptación de aproximación original de pórtico equivalente al edificio-prototipo. Izquierda: pared de fachada; derecha: pared interior.....	141
Figura 5.19	Aproximación de pórtico equivalente para el caso de paredes sin aberturas	142
Figura 5.20	Modelización de panel de piso considerando los cruces con los ejes de pilares.....	143
Figura 5.21	Consideración de adyacencia en la modelización de los diafragmas de piso	144
Figura 5.22	Asignación de rigideces de corte a macro-elemento diafragma de piso: caso VMAR.....	145
Figura 5.23	Rango de G_{eq} para pisos de entablado simple del Eixample en curvas obtenidas por Brignola et al. (2009)	146
Figura 5.24	Esquema de contribución a las masas nodales por parte del diafragma de piso.....	149
Figura 5.25	Esquema de contribución a las masas nodales por parte de las paredes	150
Figura 5.26	Estrategia de generación de los macro-elementos y de los elementos-componentes del edificio-prototipo	151

Figura 5.27	Despliegue en pantalla que hace Ruaumoko del edificio-prototipo.....	151
Figura 6.1	Grados de acoplamiento entre paredes: a) débil; b) fuerte; c) intermedio	153
Figura 6.2	Vista 3D del edificio-prototipo (EP) generada por Tremuri	155
Figura 6.3	Vistas 2D y 3D de una planta tipo del edificio-prototipo (EP)	156
Figura 6.4	Esquema de piso de vigueta metálica y arco de rasilla (PC) adoptado en Tremuri	156
Figura 6.5	Discretización en macro-elementos generada por Tremuri para las paredes indicadas en la Figura 5.3: a) pared de fachada; b) pared interior	156
Figura 6.6	Despliegue en pantalla de curva <i>pushover</i> de la variante básica PC obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP	157
Figura 6.7	Despliegue en pantalla de curva <i>pushover</i> de la variante básica PC obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP.....	157
Figura 6.8	Curvas <i>pushover</i> de la variante básica PC bajo tres condiciones de borde en los pilares versus curva <i>pushover</i> obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	159
Figura 6.9	Curvas <i>pushover</i> de la variante básica PC bajo tres condiciones de borde en los pilares versus curva <i>pushover</i> obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	159
Figura 6.10	Pisos de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR) rigidizados: a) con arriostramiento diagonal; b) con sustitución de la capa de compresión original con capa de concreto.....	162
Figura 6.11	Piso de entablado rigidizado con plásticos reforzados con fibra de carbono (CFRP)	162
Figura 6.12	Localización de resortes de borde en los diafragmas del sistema de piso	163
Figura 6.13	Curvas <i>pushover</i> de variante básica PC y sub-variantes rigidizadas. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	165
Figura 6.14	Curvas <i>pushover</i> de variante básica PM y sub-variantes rigidizadas. Carga lateral según la dirección transversal	166
Figura 6.15	Curvas <i>pushover</i> de las variantes básicas PC y PM. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	171
Figura 6.16	Curvas <i>pushover</i> de las variantes básicas PC y PM. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP	171
Figura 6.17	Curvas <i>pushover</i> de las sub-variantes rigidizadas PCR y PMR. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	172
Figura 6.18	Curvas <i>pushover</i> de las sub-variantes rigidizadas PCR y PMR. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP.....	172
Figura 6.19	Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva <i>pushover</i> de la variante básica PC. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	173
Figura 6.20	Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva <i>pushover</i> de la variante básica PC. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP.....	174
Figura 6.21	Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva <i>pushover</i> de la variante básica PM. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	174
Figura 6.22	Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva <i>pushover</i> de la variante básica PM. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.....	175
Figura 6.23	Localización de puntos de control de configuración deformada global en curvas <i>pushover</i> según la dirección transversal de EP: variante básica PC, variante rigidizada PCR y variante con piso rígido PR.....	176
Figura 6.24	Configuraciones deformadas en la dirección paralela a la transversal del EP: a) variante PC-punto a; b) variante PC-punto b; c) variante PCR-punto c;	

	d) variante PR-punto d.....	177
Figura 6.25	a) Punto de control de configuración deformada del EP-variante básica PC, en la dirección longitudinal; b) Configuración deformada global del EP-variante básica PC, en la dirección longitudinal.....	178
Figura 6.26	a) Modelo de pórtico equivalente (Tremuri) de pared interior de edificio estudiado en Bonnet (2003); b) Esquema de distribución de paredes en planta baja del edificio-prototipo	179
Figura 6.27	Comparación de las curvas <i>pushover</i> obtenidas en estudios recientes (carga lateral paralela a la dirección transversal de los edificios)	180
Figura 7.1	Espectros de respuesta en aceleración para la ciudad de Barcelona, zona R – roca: a) determinista; b) probabilista (tomado de Roca, 2004)	184
Figura 7.2	Espectros zonificados de respuesta en aceleración para la ciudad de Barcelona: a) determinista; b) probabilista.....	184
Figura 7.3	Esquema gráfico de los parámetros de la formulación de Lagomarsino et al. (2002)	185
Figura 7.4	Espectros elásticos de respuesta para zona de suelo tipo II (Barcelona) basados en la formulación de Lagomarsino et al. (2002); proyecto RISK-UE: escenarios determinista y probabilista.....	186
Figura 7.5	Espectros de respuesta elástica 5% amortiguada en formato ADRS para zona de suelo tipo II (Barcelona) derivados de los espectros elásticos de la Figura 7.4	188
Figura 7.6	Forma bilineal del espectro de capacidad de la variante básica PC (carga lateral según dirección transversal)	190
Figura 7.7	Forma bilineal del espectro de capacidad de la variante rigidizada PCR (carga lateral según dirección transversal)	190
Figura 7.8	Asunción de umbrales de estados de daño sobre idealización bilineal: Metodología de nivel II del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003)	191
Figura 7.9	Curva de fragilidad y probabilidades de ocurrencia de estados de daño, en función de la demanda de desplazamiento S_{dpp} (<i>Spectral Displacement at Performance Point</i>).....	192
Figura 7.10	Resultados de análisis <i>pushover</i> cíclico sobre subtipologías de un edificio de tres pisos de MNR: a) Vista 3D del modelo de pórtico equivalente; b) Tipo A: representativo de modo de falla pilar fuerte – viga-dintel débil; c) Tipo C: representativo de modo de falla pilar débil – viga-dintel fuerte; d) Tipo B: representativo de modo de falla intermedio (Tomado de Lagomarsino y Cattari, 2015a).....	195
Figura 7.11	Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal).....	196
Figura 7.12	Curvas de fragilidad de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal).....	196
Figura 7.13	Probabilidades de ocurrencia de estados de daño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal)	197
Figura 7.14	Índice de daño global de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal)	197
Figura 7.15	Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal).....	198
Figura 7.16	Curvas de fragilidad de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento	

	tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal) 198
Figura 7.17	Probabilidades de ocurrencia de estados de daño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal) 199
Figura 7.18	Índice de daño global de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal) 199
Figura 7.19	Comportamiento elástico de la variante básica PC bajo el escenario determinista establecido en RISK-UE, con formulación basada en Lagomarsino et al. (2002): a) carga lateral según la dirección transversal; b) carga lateral según la dirección longitudinal 200
Figura 7.20	Modelo histerético bilineal sin degradación..... 201
Figura 7.21	Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección transversal) 202
Figura 7.22	Curvas de fragilidad de la variante básica PC (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección transversal)..... 202
Figura 7.23	Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección longitudinal) 203
Figura 7.24	Curvas de fragilidad de la variante básica PC (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección longitudinal)..... 203
Figura 7.25	Estados de daño esperados ante el escenario sísmico probabilista con formulación analítica de Lagomarsino et al. (2002), establecido en el proyecto RISK-UE (Irizarry et al. 2003); punto de desempeño obtenido con FEMA 440; carga lateral según dirección transversal: a) variante rigidizada PCR; b) variante con piso rígido PR..... 205
Figura 7.26	Obtención del punto de desempeño de variante básica PC bajo escenario sísmico determinista establecido en RISK-UE (carga lateral según dirección transversal): a) Formulación analítica basada en Lagomarsino et al. (2002); b) Formulación analítica basada en el Eurocódigo 8 208
Figura 7.27	Obtención del punto de desempeño en edificios de MNR de 6 pisos (Eixample, Barcelona) ante el escenario sísmico probabilista establecido en RISK-UE, con formulación basada en Lagomarsino et al. (2002); carga lateral según dirección transversal: a) Bonnet et al. (2004); b) variante rigidizada PCR (uso de procedimiento B del FEMA 440)..... 209

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Tipos de modelos para estructuras de mampostería	9
Tabla 2.2	Comparación entre los modelos constitutivos continuos y los de pórtico equivalente	11
Tabla 3.1	Propiedades mecánicas adoptadas para el análisis de las paredes.....	69
Tabla 3.2	Características de los análisis <i>pushover</i> realizados sobre las paredes consideradas	71
Tabla 3.3	Pavía <i>door-wall</i> : masas y cargas verticales en pilares.....	73
Tabla 3.4	Pavía <i>window-wall</i> : masas y cargas verticales en pilares.....	76
Tabla 3.5	Pared “D” – edificio en vía Verdi, proyecto Catania: masas y cargas verticales en pilares.....	80
Tabla 4.1	Valores de rigidez (G_d) y de resistencia de corte (R_d) esperados para diferentes tipos de pisos de madera	103
Tabla 4.2	Resultados en piso VMAR no rigidizado obtenidos en Shakib y Mirjalili (2010).....	121
Tabla 5.1	Espesores de paredes del edificio-prototipo	129
Tabla 5.2	Alturas de puertas y ventanas	130
Tabla 5.3	Propiedades de los materiales de la pared de mampostería.....	130
Tabla 5.4	Rubros de carga de piso VMAR	132
Tabla 5.5	Rubros de carga de piso de entablado simple.....	133
Tabla 6.1	Rigideces laterales y factores de altura efectiva para condiciones de borde en pilares	158
Tabla 6.2	Descripción de variantes de sistema de piso adoptadas	161
Tabla 6.3	Factores de rigidización para las sub-variantes de piso.....	164
Tabla 6.4	Parámetros modales de la variante con piso rígido PR	168
Tabla 6.5	Parámetros modales de la variante básica PC y la subvariante rigidizada PCR	168
Tabla 6.6	Parámetros modales de la variante básica PM y la subvariante rigidizada PCR	168
Tabla 6.7	Propiedades modales de primeros modos de vibración traslacionales de la variante básica PC obtenidos usando el análisis modal de Ruaumoko y Tremuri.....	169
Tabla 6.8	Factores de participación modal y coeficientes de masa modal relativos al primer modo de las variantes consideradas de EP con piso de vigueta metálica y arco de rasilla.....	170
Tabla 7.1	Valores de ajuste de los parámetros de la formulación de Lagomarsino et al. 2002 para obtención de espectros elásticos de respuesta en aceleración para el suelo tipo II, Barcelona.....	186
Tabla 7.2	Distribución de probabilidades de excedencia de determinado estado de daño (fijando en 50% la probabilidad de alcanzar o exceder los valores umbrales)	192
Tabla 7.3	Puntos de desempeño e índices de daño global obtenidos con ATC 40 y con FEMA 440 (carga lateral paralela a dirección transversal)	204
Tabla 7.4	Errores relativos en estimación de demandas máximas de desplazamiento con ATC 40 (carga lateral paralela a dirección transversal).....	204
Tabla 7.5	Puntos de desempeño e índices de daño global obtenidos con ATC 40 y con FEMA 440 (carga lateral paralela a dirección longitudinal)	204
Tabla 7.6	Errores relativos en estimación de demandas máximas de desplazamiento con ATC 40 (carga lateral paralela a dirección longitudinal).....	205

GLOSARIO DE ACRÓNIMOS

MNR: Mampostería No Reforzada

EP: Edificio-Prototipo

VMAR: piso de Vigüeta Metálica y Arco de Rasilla

PC: edificio-prototipo con Piso Compuesto de vigüeta metálica y arco de rasilla

PM: edificio-prototipo con Piso Mixto de envigado de madera y entablado y de vigüeta metálica y arco de rasilla (dos primeros pisos)

PCR: edificio-prototipo con Piso Compuesto (de vigüeta metálica y arco de rasilla) Rigidizado mediante remoción de capa de compresión de mortero pobre y sustitución con capa de concreto

PMR: edificio-prototipo con Piso Mixto Rigidizado: entablado doble ortogonal y vigüeta metálica y arco de rasilla rigidizada con arriostramiento diagonal (dos primeros pisos)

PR: edificio-prototipo con Piso Rígido

MF: edificio-prototipo con piso Muy Flexible

MEC: Método(s) de Espectro de Capacidad

MAP: Métodos de evaluación sísmica basados en Análisis *Pushover*

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La mayoría de colapsos estructurales y muertes en sismos recientes en Europa se ha debido al inadecuado desempeño sísmico de edificios de mampostería no reforzada (MNR). Por ello, actualmente existe renuencia hacia el uso de tipologías de muro portante de MNR en áreas de moderada a elevada peligrosidad sísmica. En el ámbito del diseño, la mampostería se utiliza más bien como parte de tipologías mixtas, en las que no juega el rol principal dentro del esquema resistente a cargas laterales. No obstante, en el contexto del universo edificado de las ciudades europeas, la población de los edificios con muro portante de MNR es significativa; de ahí que la investigación en el comportamiento sísmico de esta tipología se ha orientado hacia la reducción de su vulnerabilidad sísmica (Magenes 2006; Magenes y Penna 2011). Para los países europeos, la protección sísmica de edificios de MNR representa en buena medida también la protección de su patrimonio cultural (edificios históricos y/o monumentales).

En el marco de la evaluación sísmica de edificios de MNR, existen dos ámbitos generales de estudio: 1) el de edificios regidos por el primer modo de falla global, esto es, por mecanismos de falla de las paredes fuera de su plano, y 2) el de edificios regidos por el segundo modo de falla global, o sea, por mecanismos de falla de las paredes en su propio plano (Giuffrè, 1993). El ámbito teórico de este trabajo corresponde a este último.

Con respecto a los métodos de evaluación sísmica, en las últimas décadas los conceptos de la ingeniería basada en desempeño (Fajfar 2000; Moehle y Deierlein 2004; FEMA 445 2006) han conducido a un uso creciente de métodos de evaluación basados en desempeño. De hecho, un significativo esfuerzo de investigación se ha enfocado, en el marco de algunos códigos internacionales (v.g. CEN 2005; ASCE/SEI 41-06 2007) y proyectos europeos como PERPETUATE (Lagomarsino et al. 2012; Lagomarsino y Cattari 2015), en un procedimiento de evaluación basado en el desplazamiento (parámetro-base de desempeño), conocido como Método del Espectro de Capacidad (ATC 40 1996; Freeman 1998). Este método consiste, básicamente, en la contrastación/superposición de una curva de demanda (relacionada con el espectro de respuesta elástica o con el espectro de diseño) y otra de capacidad (relacionada con la curva *pushover*) para obtener la demanda de desplazamiento (punto de desempeño o punto de capacidad por demanda), parámetro-base del desempeño sísmico global.

El análisis *pushover* requiere la modelización del edificio y la adopción de un patrón de cargas laterales que simule la acción de las fuerzas inerciales sísmicas. En buena medida, la fiabilidad de una evaluación sísmica mediante la aplicación del Método del Espectro de Capacidad depende de la calidad del modelo. El proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino y Cattari 2015) aborda todos los aspectos implicados en la evaluación sísmica de los edificios de MNR. En lo referente a la modelización (Abbas et al. 2010; Calderini et al. 2012) empieza por

proponer, según la tipología y las características arquitectónicas de la estructura considerada, un tipo de modelo estándar (v.g. modelos con leyes constitutivas continuas, modelos de elementos estructurales, modelos de macro-bloques). Luego, a partir de una revisión del estado del arte, PERPETUATE discute y desarrolla propuestas respecto de los siguientes tres aspectos cruciales: 1) idealización de las paredes como un pórtico equivalente, 2) modelización de la respuesta no lineal de los elementos estructurales (pilares y vigas-dintel), y 3) modelización del sistema de piso. Esta tesis, con marcado énfasis en la modelización, se ha organizado en función de estos tres aspectos.

Un Edificio-Prototipo de MNR, al que nos referiremos en adelante con el acrónimo EP, representativo de los edificios de la primera época del Eixample-Barcelona (1860-1880), se planteó como objeto de estudio. El EP se modelizó a partir de la revisión de diversas fuentes documentales, procurando capturar los rasgos tipológicos dominantes. El programa Ruaumoko (Carr, 2007a,c) fue la herramienta de modelización y análisis escogida debido a la variedad de su catálogo de elementos y de modelos histeréticos. En el ámbito de la investigación, este programa se ha utilizado ampliamente en la modelización y análisis sísmico (estático o dinámico no lineal) de sub-estructuras y edificios de concreto reforzado (Satyarno 2000; Serhan 2008; Vargas 2013) y acero (McInerney y Wilson 2012; Bermúdez et al. 2012; Kyrkos y Anagnostopoulos 2012). Curiosamente, en la literatura no se registran casos de su utilización en el ámbito de los edificios de muro portante de MNR: esto representa una motivación para acometer un primer esfuerzo con este trabajo.

El proyecto PERPETUATE (Abbas et al. 2010; Calderini et al. 2012) categoriza los edificios de MNR con la tipología del EP como de daño predominante en el plano (de las paredes), y sugiere como estrategia de modelización para ellos la de modelos de elementos estructurales. Por ello, y tal como lo recomiendan los códigos internacionales y la literatura (OPCM 2005; CEN 2005; Kappos et al. 2002; Calderini et al. 2009b; Marques y Lourenzo 2011), el esquema de modelización en el que se inscribió este trabajo fue el de pórtico equivalente conformado con macro-elementos. Debido a ciertas limitaciones de los elementos tipo pórtico (*frame*) de Ruaumoko, se implementó para las paredes un modelo de pórtico equivalente con macro-elementos a base de resortes, adaptando una propuesta reciente (Amadio et al. 2011). En lo tocante a la modelización de la respuesta no lineal de pilares y vigas-dintel, superando los clásicos modelos bi-lineales, se adaptaron a las posibilidades de Ruaumoko los modelos multi-lineales propuestos en PERPETUATE (Calderini et al. 2012; Cattari et al. 2012). Estas nuevas relaciones fuerza-desplazamiento multi-lineales, basadas en una aproximación fenomenológica, describen la respuesta no-lineal de los elementos de mampostería hasta una caída total de resistencia, lo cual posibilita la obtención de curvas *pushover* con la fase de degradación desarrollada.

Con respecto a la modelización del sistema de piso, es conocido que la flexibilidad/rigidez del diafragma de piso afecta significativamente la respuesta global del edificio (Brignola 2009; Calderini et al. 2012; Mendes 2012; Sadashiva et al. 2012). En el caso límite de pisos

infinitamente flexibles, no habría transferencia de cargas de las paredes falladas hacia aquellas con elementos todavía eficientes; por el contrario, en el caso de pisos infinitamente rígidos, esta transferencia sería sobrestimada (Brignola 2009; Calderini et al. 2012; Giongo 2013). Aunque los pisos comunes en edificios existentes de MNR (v.g. envigado de madera y entablado, vigueta de madera/metálica y arco de rasilla) no son infinitamente flexibles, la asunción (todavía frecuente) de piso rígido es grosera y sobrestima la transferencia de cargas entre paredes.

En este trabajo se consideraron dos variantes básicas de EP: 1) con piso de vigueta metálica y arco de rasilla y 2) con piso de envigado de madera y entablado. Dichos pisos constituyen pisos flexibles y deben modelizarse. Los códigos (FEMA 356 2000; CEN 2005; ASCE/SEI 41-06 2007) no constituyen un marco teórico adecuado ya que se concentran en la respuesta a flexión de los diafragmas de piso. Más allá de la asunción de un segundo modo de falla global (se ignoran los modos de falla fuera del plano), en pisos como los señalados, que cubren vanos que tienden a relaciones de aspecto de uno y que no cuentan con vigas de atado perimetral, es de esperar que el comportamiento de corte predomine sobre el de flexión. Con estas consideraciones, partiendo de la idealización de un diafragma de piso como un panel con comportamiento de corte simple, se implementó un macro-elemento a base de resortes compatible con el modelo de pórtico equivalente. Las rigideces de corte en las dos direcciones ortogonales del diafragma de piso constituyeron los parámetros de caracterización de este macro-elemento. Dichas rigideces de corte se establecieron, fundamentalmente, a partir de la revisión de trabajos experimentales (Brignola et al. 2009; Shakib y Mirjalili 2010; Gattesco y Macorini 2014). Cabe señalar que, puesto que los modelos de pórtico equivalente a base de resortes se han limitado a paredes (nivel 2D), esta propuesta de modelo de piso flexible representa una aportación novedosa y sencilla para avanzar en la modelización de edificios de MNR.

El modelo 3D generado en Ruaumoko se validó implementando el EP en una de sus variantes básicas (con piso de vigueta metálica y arco de rasilla) en el programa Tremuri (Galasco et al. 2002; Galasco et al. 2004; Lagomarsino et al. 2013) y tomando los resultados de su análisis *pushover* como referencia. Una de las demandas de investigación actuales en relación con los edificios de MNR apunta a la influencia de la flexibilidad del sistema de piso en su comportamiento sísmico global, de modo que uno de los objetivos principales de este trabajo fue el estudio de los efectos de la variación de la rigidez del sistema de piso en la curva *pushover* y en el desempeño sísmico del EP. Para ello, a partir de sus dos variantes básicas, se definieron sub-variantes rigidizadas. Estas sub-variantes del EP consistieron en las variantes básicas con sus pisos originales rigidizados. A este respecto, se escogieron técnicas de rigidización convencionales en el ámbito de las intervenciones (reducción de vulnerabilidad) y con rigideces de corte definidas a partir del examen de investigaciones teóricas y/o experimentales. La evaluación del desempeño sísmico, tanto de las variantes básicas como de las sub-variantes rigidizadas, se llevó a cabo utilizando el Método del Espectro de Capacidad (en sus versiones ATC 40 y FEMA 440) bajo la asunción de escenarios sísmicos determinista y probabilista. Finalmente, se obtuvieron curvas de fragilidad y daño global esperado bajo los lineamientos del

método de nivel II de evaluación de vulnerabilidad propuesto en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), utilizado en varios estudios de vulnerabilidad sísmica de edificios de MNR de Barcelona (Bonnet et al. 2004; Pujades et al. 2012; Moreno 2006; Gonzalez-Drigo et al. 2015).

1.2 Objetivos

La investigación desarrollada en este documento tiene como objetivos principales:

- La implementación de un modelo basado en macro-elementos para análisis estático no lineal de edificios de MNR, considerando la flexibilidad del piso.
- El estudio de la influencia de la rigidización del sistema de piso en el desempeño sísmico global de un edificio de MNR representativo del distrito del Eixample-Barcelona usando los Métodos de Espectro de Capacidad: ATC 40 y FEMA 440.

Derivados de los dos objetivos principales, se plantearon los siguientes objetivos parciales. En relación con el primer objetivo:

- Implementar en el programa Ruaumoko un modelo 2D de pórtico equivalente basado en macro-elementos compuestos de resortes.
- Establecer curvas fuerza-desplazamiento multi-lineales para los macro-elementos pilar y viga-dintel, a partir de la propuesta del proyecto europeo PERPETUATE.
- Implementar un modelo basado en macro-elementos compuestos de resortes para sistemas de piso flexible.
- Definir/caracterizar un edificio de MNR de paredes portantes y continuas en toda la altura, típico del distrito del Eixample-Barcelona (al que se denominará edificio-prototipo).
- Implementar en el programa Ruaumoko el modelo del edificio-prototipo.
- Caracterizar en términos de rigideces de corte dos sistemas de piso típicos en los edificios de MNR del distrito del Eixample: 1) vigueta metálica y arco de rasilla y 2) envigado de madera y entablado. Estos pisos constituyen los elementos diferenciadores de las dos variantes básicas de Edificio-Prototipo (EP).
- Definición de un modelo de distribución de masas para el edificio-prototipo.

En relación con el segundo objetivo principal, se derivaron los siguientes objetivos parciales:

- Definir sub-variantes rigidizadas a partir de las dos variantes básicas de EP, considerando métodos de rigidización existentes.
- Determinar la influencia de las condiciones de borde en los pilares sobre las curvas *pushover* de la variante básica de EP correspondiente al piso de vigueta metálica y arco de rasilla y sobre las curvas *pushover* de sus sub-variantes rigidizadas.

- Validar el modelo propuesto para edificios de muro portante de MNR, considerando la variante básica de EP correspondiente al piso de vigueta metálica y arco de rasilla.
- Establecer los efectos de la rigidez/flexibilidad del piso sobre las curvas *pushover* del edificio-prototipo en sus variantes básicas y sus sub-variantes rigidizadas.
- Evaluar las propiedades modales del EP en sus variantes básicas y sus sub-variantes rigidizadas.
- Establecer la influencia del patrón de carga lateral sobre las curvas *pushover* de la variante básica de EP correspondiente al piso de vigueta metálica y arco de rasilla y sobre las curvas *pushover* de sus sub-variantes rigidizadas.
- Realizar un análisis comparativo de los resultados de demanda de desplazamiento obtenidos usando los Métodos de Espectro de Capacidad: ATC 40 y el FEMA 440.
- Evaluar el desempeño sísmico global del EP en sus variantes básicas y sub-variantes rigidizadas a partir de los resultados del FEMA 440.

1.3 Metodología

En función de los dos objetivos principales señalados, esta investigación comprendió dos etapas: 1) modelización del edificio-prototipo, objeto de estudio, y 2) estudio de la influencia de la rigidez del sistema de piso en el comportamiento sísmico global del edificio. Evidentemente, la herramienta de modelización y análisis condiciona fuertemente los métodos y el alcance de estas dos fases. En este sentido, Ruaumoko no se considera un programa especializado en estructuras de mampostería. Si bien posee características importantes como su catálogo de elementos y de modelos histeréticos (con sus modelos-envolvente asociados), de forma que su uso plantea cuestiones que demandan esfuerzo adicional. En primer lugar, el hecho de ser un programa (en Fortran) que no dispone de interfaces gráficas para la generación de estructuras, con lo cual deben crearse ficheros de ingreso de datos. Por otro lado, en relación al análisis sísmico de edificios de MNR, no se identificaron en la literatura trabajos en los que Ruaumoko haya constituido la herramienta de modelización y análisis. Estas dos cuestiones supusieron la decisión de asumir como objeto de estudio un caso de edificio, el EP, y el énfasis particular puesto en la fase de modelización.

La fase de modelización se basó en una labor de revisión de literatura y diversas fuentes documentales y la realización de pruebas, validaciones y ajustes en el programa Ruaumoko. Las primeras cuestiones cruciales a resolver fueron 1) el esquema básico de modelización y 2) el tipo de elemento con que implementar dicho esquema. Al tener varias posibilidades tanto de estrategias de modelización como de tipos de elementos, fue necesario realizar pruebas para adoptar selecciones. Finalmente, se adoptó un esquema de pórtico equivalente conformado por macro-elementos y se decidió definir este macro-elemento a base de elementos-resorte. Puesto que bajo el esquema de pórtico equivalente, los modelos de edificios de MNR, y en particular el EP (objeto de estudio), constituyen un ensamble de las paredes (pórticos) con los pisos, se debe definir una estrategia de generación del edificio. En este trabajo, y debido a particularidades

tipológicas de las paredes del EP en la dirección larga, el modelo 3D siguió la siguiente secuencia general de generación: 1) pórticos equivalentes en la dirección corta, 2) sistemas de piso y 3) pórticos equivalentes en la dirección larga.

La revisión de literatura y fuentes documentales (v.g. tesis, códigos, tratados de construcción) apuntó en cuatro direcciones: 1) establecimiento de esquemas posibles de modelización, 2) definición del EP, representativo de los edificios de la primera época del distrito del Eixample-Barcelona, 3) establecimiento de parámetros físicos y mecánicos para el modelo y 4) establecimiento de criterios de definición del modelo (v.g. modos de falla a considerar en los elementos, criterios de resistencia, modelos fuerza-desplazamiento). La revisión de la literatura es imprescindible en el establecimiento de opciones de modelización ajustadas a las características del edificio-objeto de estudio. Concretamente, las características del EP (v.g. seis plantas, vanos con relaciones de aspecto en el entorno de la unidad, carencia de vigas de atado perimetral) tuvo dos implicaciones relevantes: 1) se ignoró (por improbable) el modo de falla por deslizamiento puro en los pilares y 2) se consideró el comportamiento de los diafragmas de piso equiparable al de un panel a corte simple. Por otra parte, la modelización de una estructura compleja con un programa de propósito general como Ruaumoko requiere una estrategia de división en sub-estructuras y validaciones parciales. Así, antes de contar con el modelo completo de EP se probaron modelos sub-estructurales: el de pórtico equivalente asumido, a nivel 2D, y el macro-elemento generador del modelo de sistema de piso. El modelo de pórtico equivalente se validó con tres paredes de referencia en la literatura, y el macro-elemento de diafragma de piso con el edificio-prototipo del ensayo de Pavia (Calvi y Magenes 1994). El modelo de EP se validó contrastando los resultados de análisis modal y análisis *pushover* de Ruaumoko con los obtenidos usando el programa Tremuri (Galasco et al. 2002; Galasco et al. 2004; Lagomarsino et al. 2013), especializado en estructuras de MNR. En la calibración del modelo se aprovechó para estudiar la influencia de las condiciones de borde de los pilares en la curva *pushover* y categorizar mejor al EP.

El estudio de la influencia de la flexibilidad del sistema de piso se centró en la respuesta sísmica global del EP, en términos de propiedades modales, curvas *pushover* y desempeño sísmico global. Con respecto a la rigidez del diafragma de piso, se consideró su diferente comportamiento a corte en las dos direcciones ortogonales. En lugar de un análisis paramétrico, se consideró más provechoso definir para las dos variantes básicas de piso, sub-variantes rigidizadas producto de la aplicación de métodos de rigidización convencionales. Se incluyó como sub-variante de estudio el caso de piso rígido como marco de referencia. En vista de que un análisis *pushover* preliminar sobre las sub-variantes mostró curvas *pushover* muy cercanas entre sí, y en algún caso una curva muy cercana a la correspondiente de piso rígido, se optó por descartar dos de estas sub-variantes. Así, el estudio de la influencia de la rigidez del sistema de piso se centró en las dos variantes básicas, una sub-variante rigidizada por cada una de ellas, y la variante de piso rígido. Los valores de rigideces de corte, tanto de las variantes básicas como de las rigidizadas, se obtuvieron a partir del examen de la literatura existente, considerando aquellos

estudios analíticos y/o experimentales cuyas geometrías de pisos e hipótesis de comportamiento se correspondieron con los de esta investigación (véase apartado 5.2.1).

En cuanto a la evaluación del desempeño sísmico, el presente trabajo se atuvo a los lineamientos seguidos en varios estudios de vulnerabilidad sísmica de edificios de Barcelona (Bonnet et al. 2004; Moreno 2006; Pujades et al. 2012; Gonzalez-Drigo et al. 2015). El punto de desempeño se evaluó utilizando el Método del Espectro de Capacidad en sus versiones ATC 40 y FEMA 440. En tal contexto, se asumieron escenarios sísmicos determinista y probabilista, con las demandas sísmicas representadas mediante espectros elásticos de respuesta. Se realizó un análisis comparativo entre los puntos de desempeño obtenidos utilizando el ATC 40 y el FEMA 440. Finalmente, entendiendo el FEMA 440 como una versión mejorada del ATC 40 (esto es, utilizando sus resultados) y siguiendo las pautas del método de nivel II de evaluación del vulnerabilidad del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), se estudió el efecto de la rigidización en el desempeño sísmico global del EP.

1.4 Descripción sumaria de los capítulos

El presente trabajo, introducido en los apartados interiores, se desarrolló en los siete capítulos que se describen brevemente a renglón seguido.

En el Capítulo 2, se presentan y describen, bajo una lógica de línea evolutiva, los tipos de modelos para estructuras de MNR, con énfasis en los modelos de pórtico equivalente. Posteriormente, asumido el modelo en el marco de los de pórtico equivalente, se procede a su caracterización global (v.g. discretización, modelo cinemático), en base a los lineamientos dados en Amadio et al. (2011), referencia básica asumida.

El Capítulo 3 desarrolla, después de un tratamiento teórico de los modos de falla esperados para los pilares y vigas-dintel, los aspectos de modelización del comportamiento no lineal de pilares y vigas-dintel. Estos aspectos abarcan, primero, el estudio y adopción de formulaciones de capacidades de resistencia y de curvas fuerza-desplazamiento (a los modos de falla considerados) y, segundo, la implementación en Ruaumoko de tales curvas. En las secciones finales se describe el proceso de validación del modelo propuesto con tres paredes de referencia.

El Capítulo 4 aborda el tema de los sistemas de piso flexible, en primera instancia, con carácter general, y luego se focaliza en los dos sistemas de piso que definen las variantes básicas de EP: 1) envigado de madera y entablado y 2) de vigueta metálica y arco de rasilla. En la primera parte se explica el concepto de rigidez que regirá la caracterización de los pisos. Posteriormente, a partir del establecimiento de una formulación general de rigidez de corte, se hace un repaso a la investigación teórica y experimental consistente con dicha formulación. Por último, a la luz de esta revisión, se definen los valores de rigidez de corte para los dos sistemas de piso considerados.

En el Capítulo 5 se reseña el proceso de caracterización del EP, objeto de estudio. Una vez caracterizado, se describe, por una parte, la adaptación del modelo original de pórtico equivalente al caso del EP y, por otra parte, la modelización del sistema de piso a partir de la implementación de un macro-elemento de diafragma de piso. Este macro-elemento propuesto fue probado y validado en un modelo 3D sencillo antes de su implementación en el modelo de EP. En la sección final se describe el modelo de masas para el EP y se describe proceso de generación del edificio.

En el capítulo 6 se describen, en primera instancia, el proceso de calibración-validación del modelo de EP (usando la variante básica con piso de vigueta metálica y arco de rasilla). En segundo término, a partir de un análisis de sensibilidad sobre un conjunto preliminar de sub-variantes de EP con pisos rigidizados, se redujo el ámbito de estudio a una sub-variante rigidizada por cada variante básica. Por último, definidas estas sub-variantes e incluida como referencia la variante de EP con piso rígido, se estudió la influencia de la rigidización del sistema de piso en cada variante básica de EP, en términos de parámetros modales, características de curvas *pushover* y configuraciones deformadas por piso.

En el capítulo 7, tras la definición de los escenarios sísmicos para el distrito del Eixample-Barcelona, se presenta una visión panorámica del uso de los métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica, con énfasis en los Métodos de Espectro de Capacidad: ATC 40 y FEMA 440. En relación con las variantes básicas y rigidizadas del EP, se hace un análisis comparativo de los puntos de desempeño (o puntos de capacidad por demanda) obtenidos con el ATC 40 y el FEMA 440. Finalmente, considerando los obtenidos con el FEMA 440, se analiza el efecto de la rigidización en el desempeño sísmico global del EP.

En el Capítulo 8 se sintetizan las conclusiones generales del trabajo y se plantean recomendaciones y líneas futuras de investigación.

2. MODELIZACIÓN 2D: LINEAMIENTOS GENERALES

2.1 Modelos para edificios de mampostería no reforzada

2.1.1 Tipos de modelos: consideraciones generales

Al tratar la modelización de estructuras de mampostería es necesario considerar su condición de material compuesto, constituido por unidades y juntas. En este trabajo, toda la investigación se orienta a mampostería no reforzada de ladrillo cerámico macizo. En este contexto, la presencia de juntas de mortero, que representan la parte más débil, es la causa del complejo comportamiento no lineal de la mampostería (Calderini et al. 2010). Este comportamiento complejo se traduce en una serie de dificultades de modelización numérica, que dan lugar a una variedad de tipos de modelos para el análisis de estructuras de mampostería. Cada modelo tiene su ámbito de uso. Para una estructura dada, la elección de un modelo determinado depende de la complejidad de dicha estructura, de la calidad de la información disponible (v.g. características geométricas y mecánicas) y de los resultados que se esperan obtener, todo lo cual ha de ser compatible con el nivel de conocimiento y experiencia del investigador.

En el marco del proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino et al. 2012; Lagomarsino y Cattari 2015; Calderini et al. 2009), se adoptó para los modelos desarrollados para estructuras de mampostería una clasificación en función de dos criterios: 1) la escala de análisis y 2) el tipo de descripción del continuo de mampostería. En líneas generales, según el primer criterio, el modelo se establece a escala de material o a escala de elemento estructural y, de acuerdo al segundo, el modelo es continuo o discreto. Esta clasificación general se detalló en las subclases consignadas en la Tabla 2.1, dando lugar a una clasificación más completa aunque no exhaustiva, ya que no todos los modelos encajan en ella (Calderini et al. 2010).

Tabla 2.1 Tipos de modelos para estructuras de mampostería (adaptado de Calderini et al. 2010)

Descripción Escala	Modelos continuos	Modelos discretos
Escala de material	Modelos constitutivos continuos	Modelos de interfaces
Escala de elemento	Modelos de elementos estructurales	Modelos de macro-bloques

La clasificación más común y extendida de los modelos estructurales asume implícitamente como criterio la escala de análisis, distinguiendo entre modelos de elementos finitos (escala de material) y modelos de elementos estructurales. Además, en relación a los edificios de muro portante de MNR, los modelos de elementos estructurales que se desarrollan actualmente

obedecen, en general, a la aproximación de pórtico equivalente, razón por la cual se conocen como modelos de pórtico equivalente.

Los modelos de elementos finitos y los de pórtico equivalente se definen en diferentes escalas de modelización: los de elementos finitos, en meso-escala, y los de pórtico equivalente, en macro-escala. En la meso-escala, la mampostería se considera como un material continuo equivalente, cuyas leyes constitutivas se obtienen mediante una aproximación fenomenológica o a través de técnicas de homogeneización (Lourenzo et al. 2007). Las técnicas de homogeneización operan sobre modelos definidos en micro-escala, bajo la cual la mampostería se describe como material heterogéneo, requiriendo la modelización de sus constituyentes (unidades de ladrillo y juntas de mortero). En cambio, en la macro-escala, la modelización se desarrolla mediante elementos estructurales, los cuales se definen a partir de un punto de vista geométrico y cinemático (con un número menor de variables que en la micro-escala) y se describen desde un punto de vista estático en términos de sus fuerzas internas. La figura 2.1 muestra una pared sencilla idealizada según estos dos tipos de modelos.

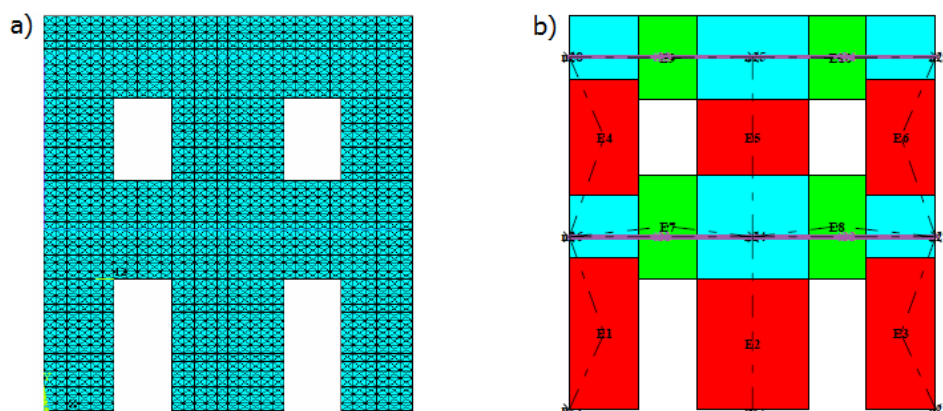


Figura 2.1 Pared modelizada a diferentes escalas: a) meso-escala, mediante elementos finitos; b) macro-escala, mediante macro-elementos

Las diferentes escalas en que operan los modelos de elementos finitos y los de pórtico equivalente influyen aspectos como la discretización de la estructura, la definición de leyes constitutivas, la caracterización en términos de parámetros mecánicos. La Tabla 2.2, tomada (y actualizada) de Calderini et al. (2009b) resume las diferencias en los tres aspectos referidos.

Tabla 2.2 Comparación entre los modelos constitutivos continuos y los de pórtico equivalente (tomado de Calderini et al. 2009b)

	Modelos constitutivos continuos	Modelos de pórtico equivalente
Escala de modelización	La estructura de mampostería es descrita como un continuo no lineal.	La estructura de mampostería es descrita como un ensamble de elementos estructurales.
	El continuo de mampostería es discretizado en elementos finitos.	Las paredes de mampostería son discretizadas como paneles o elementos uni-dimensionales (conectados por vínculos rígidos), en los que la respuesta no lineal se concentra en puntos/zonas específicas.
	Los elementos estructurales se identifican ex-post.	Los elementos estructurales se definen a priori, a partir del patrón de aberturas.
Ley constitutiva	Los modelos constitutivos se refieren al material y se expresan en términos de relaciones esfuerzo-deformación.	Los modelos constitutivos se refieren, en general, a paneles de mampostería, y se expresan en términos de relaciones fuerza-desplazamiento (<i>drift</i>).
	Estos modelos se definen a través de una aproximación fenomenológica, o bien mediante técnicas de homogeneización o de identificación directa.	Estos modelos se definen usualmente mediante leyes elasto-plásticas, en donde la rigidez se evalúa adoptando la teoría de la viga y considerando la deformación por corte y por flexión. La resistencia se obtiene asumiendo criterios simplificados asociados a diferentes modos de falla. La capacidad de desplazamiento se evalúa en términos de <i>drift</i> . Recientemente, en lugar de leyes elasto-plásticas se usan leyes multi-lineales, que consideran de manera más realista la degradación de resistencia.
Parámetros mecánicos	Los parámetros mecánicos de los constituyentes de la mampostería (unidades de ladrillo y juntas de mortero) tienen que definirse.	La rigidez se calcula con base en las propiedades geométricas y mecánicas del panel (módulo de Young, módulo de corte, geometría del panel). Los parámetros de resistencia pueden referirse a los constituyentes de la mampostería o a la mampostería, en función del criterio adoptado. Los valores de <i>drift</i> se definen como función de los modos de falla considerados, con base en prescripciones de la literatura o en resultados de ensayos experimentales.

En relación con el aspecto de discretización, mientras los modelos de elementos finitos se modelizan como un continuo, en los modelos de pórtico equivalente es necesaria una identificación preliminar de los elementos estructurales en los que se ha concentrar la respuesta no lineal de la estructura. Dicha identificación, basada en la observación del daño sísmico (estudios de inspección de daño post-sismo), muestra un daño localizado en porciones definidas de las paredes (pilares y vigas-dintel). En el ámbito de los edificios de mampostería, los referidos elementos estructurales constituyen los paneles de mampostería del modelo de pórtico equivalente. Dichos paneles de mampostería se identifican con los pilares (*piers*) y vigas-dintel (*spandrels*); se suelen denominar en la literatura con el nombre genérico de macro-elementos (Amadio et al. 2011; Marques y Lourenzo 2011; Calì et al. 2012a).

En los modelos de elementos finitos es posible considerar la degradación de rigidez de los elementos estructurales a causa del daño. Por el contrario, en los modelos usuales de pórtico equivalente, basados en elementos no lineales tipo viga, dicha degradación sólo puede ser considerada en términos muy simplificados, adoptando para los elementos rigideces reducidas tal como lo recomiendan algunos códigos (CEN 2005; OPCM 2005). Modelos más refinados, como el propuesto por Gambarotta y Lagomarsino (1997a,b), incorporan a nivel de elemento estructural parámetros que dan cuenta de su evolución de daño.

Con respecto a la resistencia, en los modelos de elementos finitos es posible tomar en cuenta el estado real no homogéneo de esfuerzos, y la admisibilidad del estado de esfuerzos se establece en todos los puntos de los elementos estructurales en relación con criterios de resistencia del material. En los modelos de pórtico equivalente, la resistencia se establece en términos de criterios simplificados de resistencia de los elementos estructurales. Los modelos simplificados de resistencia más comunes, recogidos en la literatura y en los códigos, están basados en la evaluación aproximada de estados locales de esfuerzos en puntos/secciones predefinidas del panel/macro-elemento. En este caso, la admisibilidad se establece con referencia a una representación esquemática del dominio de resistencia del material constituyente, basado en pocos parámetros mecánicos (v.g. resistencia compresiva de la mampostería, resistencia a la tensión diagonal de la mampostería, resistencia a tensión de la unidad de ladrillo, cohesión y coeficiente de fricción de las juntas de mortero). En Calderini et al. (2009a) se discute y establece la confiabilidad de estos modelos simplificados de resistencia.

Aunque los modelos de elementos finitos describen de manera más realista la respuesta de estructuras de mampostería, su empleo en la práctica presenta varios problemas, empezando por el significativo esfuerzo computacional requerido. Además, las leyes constitutivas adoptadas para describir el material requieren, en general, una definición experimental (bajo condiciones complejas de ensayo) con no pocos parámetros mecánicos. Por último, en el marco de la evaluación sísmica basada en desempeño, la definición de estados límite sobre la curva de capacidad requiere, a nivel de elemento, el monitoreo de sus valores de *drift* y su contrastación con valores predefinidos. Esto supone para los modelos de elementos finitos un importante esfuerzo adicional en términos de cálculo ex-post de esfuerzos y deformaciones.

En Calderini et al. (2009b), teniendo como referencia el ensayo de carga cíclica sobre el prototipo a escala real de dos pisos por Calvi y Magenes (1994), se contrastaron las dos vías de modelización (v.g. elementos finitos y la aproximación de pórtico equivalente). La comparación de los resultados obtenidos probó la confiabilidad de las hipótesis de simplificación usualmente adoptadas en la aproximación de pórtico equivalente, en particular para paredes caracterizadas por patrones regulares de aberturas. No obstante, dada la incapacidad intrínseca de los modelos de pórtico equivalente para describir el daño progresivo de los elementos estructurales, la definición de parámetros de reducción de rigidez elástica para los miembros es un asunto sobre el que se recomienda investigar con mayor profundidad (Calderini et al. 2009b).

2.1.2 Modelos de elementos finitos: micro-modelización y macro-modelización

La larga tradición de los elementos finitos lo ha consolidado como el método más usado no sólo para el análisis de estructuras de mampostería, sino para el análisis de estructuras en general. La mampostería es un material compuesto de unidades y de juntas de mortero. En el marco de su modelización numérica mediante elementos finitos, dos aproximaciones generales pueden considerarse: la micro-modelización y la macro-modelización. En términos generales, la micro-modelización concibe la mampostería como un material heterogéneo (aproximación más realista), mientras que la macro-modelización la concibe como un material homogéneo.

La micro-modelización es la mejor herramienta para describir el comportamiento real de la mampostería, particularmente en lo relativo a su respuesta local, ya que con ella es posible modelizar la interfase unidad-mortero y la junta de mortero, responsables del agrietamiento y del deslizamiento. Dos enfoques de micro-modelización se presentan en la literatura. En el primero, más refinado, las unidades y las juntas de mortero se discretizan mediante elementos finitos continuos (Fig. 2.2b); en el segundo, se utilizan elementos discontinuos de interfase para modelizar el comportamiento de las juntas de mortero (Fig. 2.2c).

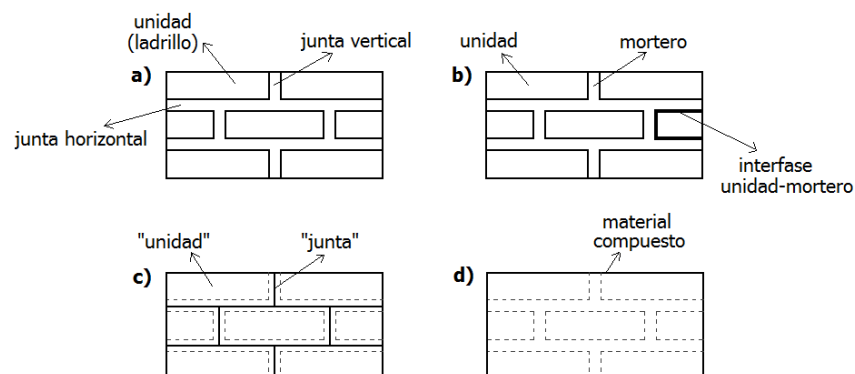


Figura 2.2 Estrategias de modelización para estructuras de mampostería: a) muestra de mampostería; b) micro-modelización detallada; c) micro-modelización simplificada; d) macro-modelización (tomado de Lourenzo y Rots, 1997)

El trabajo de Lourenzo y Rots (1997) representa un caso de micro-modelización refinada digno de resaltar. Dichos autores modelizaron las unidades de mampostería como elementos continuos, mientras que a las juntas de mortero y a las potenciales grietas en las unidades las representaron como elementos interfase de espesor cero. Los elementos interfase se modelizaron como modelos tipo envoltorio (*cap model*) a efecto de considerar todos los posibles mecanismos de falla de la mampostería (Fig. 2.3). Este modelo se ha usado satisfactoriamente para reproducir el diagrama fuerza-desplazamiento con mampostería estándar (Lourenzo y Rots 1997). Una extensión para carga cíclica se presenta en Oliveira y Lourenzo (2004), y en Senthivel y Lourenzo (2009) se presenta la aplicación del micro-modelo para simular la respuesta de paredes de piedra.

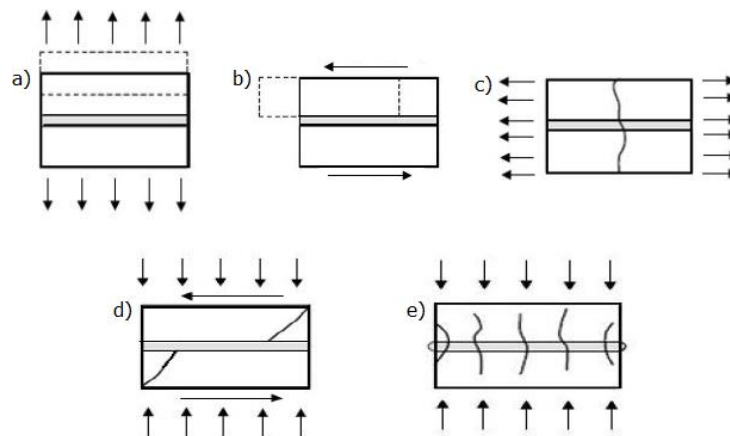


Figura 2.3 Mecanismos de falla de la mampostería: a) agrietamiento por tensión en la junta; b) deslizamiento de la junta; c) agrietamiento por tensión directa de la unidad; d) agrietamiento por tensión diagonal de la unidad; e) aplastamiento de la mampostería (tomado de Lourenzo y Rots, 1997)

Una micro-modelización rigurosa conduce a resultados muy precisos pero, debido al elevado número de grados de libertad que demanda el modelo numérico, requiere un gran esfuerzo computacional. Además, los parámetros necesarios para caracterizar a los constituyentes deben obtenerse a partir de ensayos, algunos de ellos bajo condiciones complejas. Estas dificultades limitan la aplicabilidad de los micro-modelos al análisis de elementos pequeños (v.g. especímenes de ensayo) o de detalles estructurales.

Como alternativa a la micro-modelización, las técnicas de homogeneización permiten establecer, a partir de la geometría y las leyes constitutivas de los componentes (unidades, juntas de mortero, interfase unidades-mortero) y en términos de esfuerzos y deformaciones medias, leyes constitutivas de la mampostería como material homogeneizado equivalente. Las técnicas de homogeneización son aplicables fundamentalmente a la mampostería de patrón regular, en la

cual se verifica la repetición periódica de una célula/micro-estructura básica. De hecho, dichas técnicas parten de la identificación de una célula (o elemento de volumen representativo), la cual, por repetición, genera el panel de mampostería (Fig. 2.4). El modelo resultante del proceso de homogeneización se refiere, pues, a una mampostería homogeneizada equivalente, y puede implementarse fácilmente en un programa de elementos finitos. La macro-modelización se refiere tanto al proceso de obtención de los parámetros para el modelo constitutivo (resultante) de la mampostería homogeneizada (Fig. 2.2d) como a la modelización de estructuras a partir de un macro-modelo base. En Lourenzo et al. (2007) y Zucchini y Lourenzo (2009) se presenta una revisión exhaustiva sobre las técnicas de homogeneización aplicadas a la mampostería con miras a la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

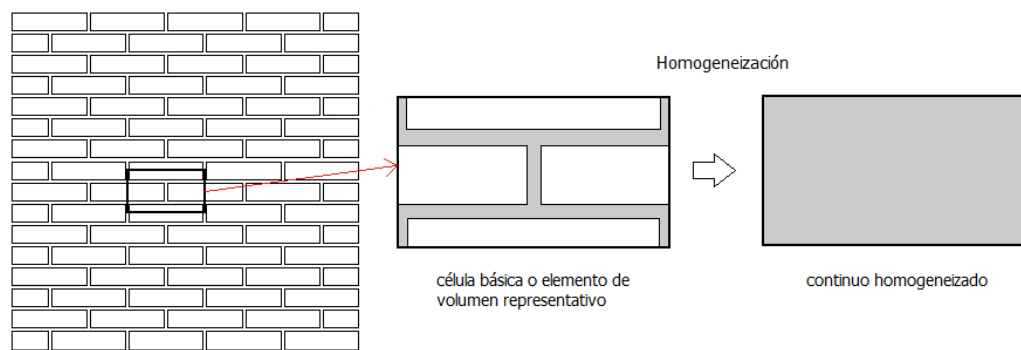


Figura 2.4 Célula básica para mampostería y proceso de homogeneización (adaptado de Calderini y Lagomarsino, 2008)

Para la gran mayoría de casos prácticos en los que interesa el comportamiento global de la estructura, la interacción unidades-mortero puede ser ignorada y la macro-modelización es pertinente ya que ofrece un buen balance entre costo computacional y nivel de precisión. La mampostería, en este caso, se idealiza como un continuo homogéneo ortotrópico. Como ya se había mencionado, una relación apropiada debe establecerse entre deformaciones medias y esfuerzos medios. Además, el macro-modelo debe considerar diferentes resistencias de tensión y compresión a lo largo de los ejes materiales, así como también diferente comportamiento inelástico para cada eje material. Una vía alternativa a la homogeneización para la definición del macro-modelo base es de tipo fenomenológica, esto es, a partir de ensayos sobre especímenes de tamaño suficientemente grande y bajo estados de esfuerzos homogéneos. No obstante, la ventaja computacional de la macro-modelización es considerable puesto que la discretización no tiene que describir la estructura interna de la mampostería y los elementos finitos pueden tener dimensiones mayores que las unidades de ladrillo. Por otro lado, una vez establecido el macro-modelo, su implementación en un programa de elementos finitos es, en comparación con la que demandaría un micro-modelo, mucho más sencilla.

Dado que las estructuras de mampostería, a causa de su muy baja resistencia a la tracción, muestran un comportamiento no lineal a bajos niveles de carga, el uso de análisis lineal se considera (en general) inaceptable ya que puede conducir a resultados poco realistas y a conclusiones inapropiadas. Sin embargo, su uso puede justificarse en aquellos casos en los que interesa el comportamiento de la estructura hasta la aparición de las primeras grietas, o situar las zonas críticas en donde tiene lugar un agrietamiento incipiente. En Calderini et al. (2010) se presenta una revisión panorámica de los modelos constitutivos establecidos (mediante elementos finitos) para mampostería en el rango elástico.

Todos los efectos derivados de la propagación del agrietamiento inicial hasta el colapso de la estructura solo pueden determinarse mediante análisis de tipo no lineal. La teoría de plasticidad, centrada en el comportamiento plástico de los materiales al ocurrir deformaciones permanentes, y la mecánica de daño, orientada a la degradación de las características elásticas producto de la evolución del agrietamiento, son las teorías fundamentales para la formulación de leyes constitutivas no lineales de materiales. Para afrontar el análisis dinámico no lineal, los investigadores han incorporado a sus teorías conceptos propios de comportamiento ante cargas cíclicas como la disipación de energía por histéresis y la degradación de rigidez.

A pesar del extendido uso de las técnicas de homogeneización en el campo elástico, su formulación rigurosa en el campo inelástico plantea serios problemas conceptuales (Calderini y Lagomarsino 2008). Por ello, varias aproximaciones basadas en hipótesis simplificadoras sobre la geometría del elemento de volumen representativo y/o sobre las interacciones entre sus materiales constituyentes se han propuesto en la literatura (Luciano y Sacco 1997; Gambarotta y Lagomarsino 1997a,b; Calderini y Lagomarsino 2006; Calderini y Lagomarsino 2008). Estas aproximaciones simplificadas son de tipo multi-escala, ya que el comportamiento micro-estructural de la mampostería se relaciona con el continuo, a nivel estructural, mediante análisis micro-mecánico simplificado.

De los trabajos arriba referidos, cabe destacar el de Calderini y Lagomarsino (2008), en el cual se propuso un modelo continuo homogeneizado basado en varias hipótesis simplificadoras: condición de esfuerzos planos, juntas de mortero idealizadas como interfases, esfuerzos uniformes en las interfases, juntas verticales de mortero tratadas como discontinuidades geométricas. Los procesos de daño fueron descritos mediante una aproximación energética, y el comportamiento histerético, mediante una ley de fricción tipo-Coulomb en las juntas horizontales de mortero. En relación a la caracterización geométrica, la figura 2.5 presenta los parámetros del elemento de volumen representativo, entre los cuales cabe destacar el ángulo ϕ de trabazón (*interlocking*). Los parámetros mecánicos se obtuvieron a partir de ensayos estándar sobre especímenes de mortero, de ladrillo y pequeños ensamblajes de mampostería. El modelo demostró su efectividad para describir el daño mediante la comparación de los dominios de falla obtenidos con dominios de falla (experimentales) de referencia. Calderini y Lagomarsino (2008) subrayan, por último, que las hipótesis simplificadoras incorporadas en el modelo aseguran un

esfuerzo computacional perfectamente asumible y una gran versatilidad de implementación en códigos de elementos finitos de propósito general.

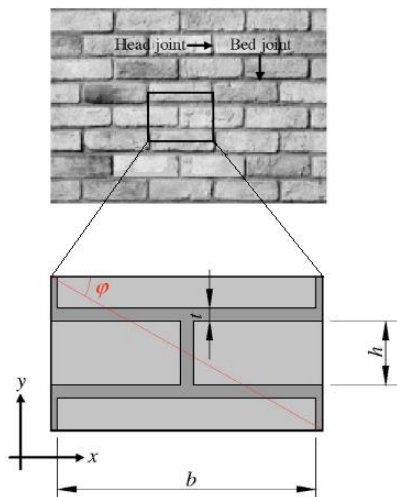


Figura 2.5 Célula básica de modelo de Calderini y Lagomarsino (tomado de Calderini y Lagomarsino, 2008)

Todos los modelos referidos anteriormente se han desarrollado bajo la descripción clásica de la mampostería como un continuo de Cauchy. Esta descripción clásica tiene dos inconvenientes: no permite considerar el tamaño absoluto de la micro-estructura y no es capaz de predecir los efectos de tamaño en el comportamiento mecánico de los materiales heterogéneos. Para superarlos, varios autores han propuesto modelos basados en un continuo generalizado. Entre ellos, es destacable el modelo de Cosserat, ya que además de considerar relevante el tamaño de la micro-estructura y predecir efectos de tamaño, posibilita de manera natural regularizar el problema en el caso de mecanismos de daño de corte en los paneles de mampostería. En Addessi y Sacco (2012) se presenta una aproximación multi-escala para el análisis de la respuesta en el plano de la mampostería. En ella se adopta un modelo basado en el continuo de Cosserat, a nivel de macro-modelo, y un modelo clásico, basado en el continuo de Cauchy, en la micro-escala. La comparación de las respuestas de cuatro aplicaciones de dicho modelo sobre especímenes de pared con las obtenidas en los trabajos experimentales de referencia reveló un notable acuerdo.

2.1.3 Modelos de pórtico equivalente

La aproximación de pórtico equivalente ha probado ser una herramienta fiable en la evaluación de la respuesta sísmica global de edificios de mampostería con un patrón regular de aberturas (Kappos 2002; Calderini et al. 2009b). Dicha aproximación considera las paredes como un pórtico idealizado en el cual los elementos deformables confluyen en nodos/zonas rígidas (partes de la estructura que no están usualmente sujetas a daño). La identificación de los elementos

estructurales (v.g. pilares y vigas-dintel) obedece a criterios geométricos que tienen como marco referencial el patrón de aberturas. Los pilares (elementos verticales) constituyen el sistema resistente a carga lateral principal, mientras que las vigas-dintel (elementos horizontales sobre las aberturas), el sistema secundario.

En el marco de la aproximación de pórtico equivalente, los paneles de mampostería identificados como pilares y vigas-dintel se modelizan como conjuntos integrados de elementos conocidos como macro-elementos (Amadio et al. 2011; Marques y Lourenzo 2011; Calì et al. 2012a). En general, estos macro-elementos pueden ser uni-dimensionales o bi-dimensionales, característica con la que se suele tipificar a los modelos de pórtico equivalente para paredes/edificios de MNR.

Modelos unidimensionales

El antecedente al modelo de pórtico equivalente fue el conocido método POR, propuesto por Tomazevic (1978). Este método, que constituye el primer planteamiento de evaluación sísmica de edificios de MNR, se basó en la aproximación de mecanismo de piso (*storey-mechanism*), asumiendo que la falla ocurría únicamente en los pilares (sin daño en las vigas-dintel). Más adelante, versiones igualmente simplificadas de la aproximación de pórtico equivalente asumieron las hipótesis de pilar débil–viga-dintel fuerte o bien la de pilar fuerte–viga-dintel débil (FEMA 306 1998; FEMA 356 2000), esquematizadas en la figura 2.6. Aunque eficiente, este enfoque presentaba varios inconvenientes. Entre ellos, el más evidente es la exigencia para el analista de asignar a la estructura uno de los dos casos límite de interacción pilar–viga-dintel. Al argumentar que este enfoque se justifica ya que, en el estado límite último, las paredes se sitúan en uno de los dos casos-límite, se pasan por alto dos cuestiones. En primer lugar, la dificultad que supone para el analista identificar el caso-límite apropiado, y el hecho de que adoptar un enfoque de peor escenario puede aumentar a tal punto el coste de intervención, que se corre el riesgo de no llevarla a cabo. En segundo lugar, es perfectamente posible que los dos casos-límite resulten inapropiados para ciertas paredes, esto es, que puedan exhibir los dos tipos de respuesta en diferentes regiones. En conclusión, esta decisión *a priori* no sólo que es difícil de tomar, sino que se deriva de una falsa dicotomía (Chen et al. 2008).

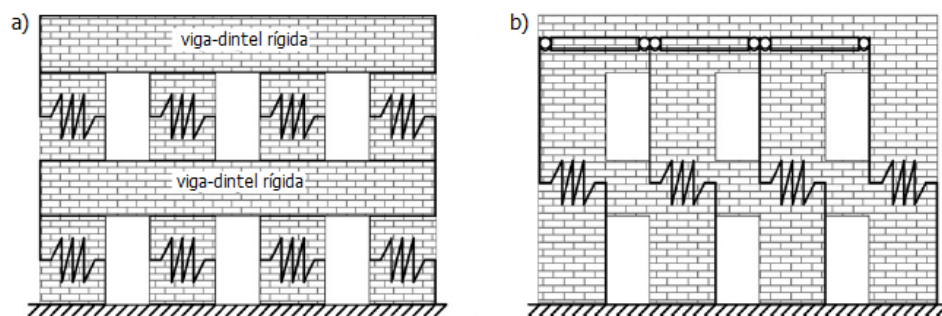


Figura 2.6 Versiones simplificadas de pórtico equivalente: a) pilar débil – viga-dintel fuerte; b) pilar fuerte – viga-dintel débil (adaptado de Chen et al. 2008)

Para superar los inconvenientes anotados, Calvi y Magenes, con base en algunos de los modelos anteriores (Shibata y Sozen 1976; Tomazevic 1978; Tomazevic y Weiss 1992) y principalmente en su trabajo desarrollado en la Universidad de Pavia (Calvi y Magenes 1994), plantearon una idealización de pórtico equivalente, referente de buena parte de las aproximaciones actuales (Calvi y Magenes 1997). A diferencia de las aproximaciones basadas en mecanismos de piso, en ésta, fue posible distinguir pilares y vigas-dintel como elementos uni-dimensionales deformables y susceptibles de daño. Estos elementos se vincularon mediante nudos, asumidos como infinitamente rígidos y resistentes. Las relaciones fuerza-desplazamiento se idealizaron como elasto-plásticas perfectas (bi-lineales) con ductilidad limitada, en función de valores máximos de *drift*. Resultados obtenidos sobre paredes de dos y tres pisos revelaron, en comparación con los obtenidos mediante análisis de elementos finitos no lineales, buen acuerdo en términos de predicción de carga última, mecanismos de falla y distribución de fuerzas internas. Una significativa mejora se encontró con respecto a aquellos métodos donde el agrietamiento de las vigas-dintel no fue considerado.

La idealización de pórtico equivalente de Calvi y Magenes (1997) se formalizó con la propuesta del método SAM: *Simplified Analysis of Masonry Buildings* (Magenes y Della Fontana, 1998). Los pilares y las vigas-dintel se formularon como elementos viga-columna elasto-plásticas con deformabilidad de flexión y corte. Con respecto a los pilares, cabe destacar que la falla de corte se asumió que podría ocurrir según tres posibles modos de falla (v.g. agrietamiento diagonal directo, agrietamiento diagonal escalonado y corte con deslizamiento), estableciéndose su resistencia como la más baja entre las asociadas a dichos modos de falla. Las formulaciones de resistencia se describieron y discutieron en detalle en Magenes y Calvi (1997). Cabe señalar que en su estudio, Magenes y Della Fontana (1998) establecieron para los pilares un *drift* de falla por corte de 0.5% y de 1% para la falla por flexión. En cuanto a las vigas-dintel, se disponía de información muy limitada de su comportamiento cíclico, especialmente en el aspecto deformacional. Por ello, Magenes y Della Fontana (1998) formularon estos elementos de modo similar a los pilares (rotados 90°) y consideraron dos alternativas para su comportamiento post-elástico: elasto-plástico perfecto y elástico-frágil. Los nudos se asumieron como elementos viga con resistencia infinita.

El método SAM, planteado a nivel 2D, se aplicó a diferentes configuraciones de paredes con aberturas (Magenes y Della Fontana 1998). En la figura 2.7 se muestra una de estas paredes y el criterio de definición de longitudes efectivas (deformables) para pilares y vigas-dintel. Los resultados se compararon con los obtenidos de análisis con elementos finitos no lineales usando las leyes constitutivas de Gambarotta y Lagomarsino (1997a,b). Dichas comparaciones mostraron un buen acuerdo y una disminución importante de costo computacional. Tiempo después, el método SAM se actualizó en el SAM II (Magenes et al. 2006; Magenes y Morandi 2006), extendiendo su análisis a edificios de mampostería e implementándose en el programa ANDILWall. El método SAM II permite desarrollar análisis dinámico multi-modo y análisis *pushover* de edificios de mampostería con sistema de piso rígido, con lo cual se orientaría, más bien, hacia tipologías nuevas.

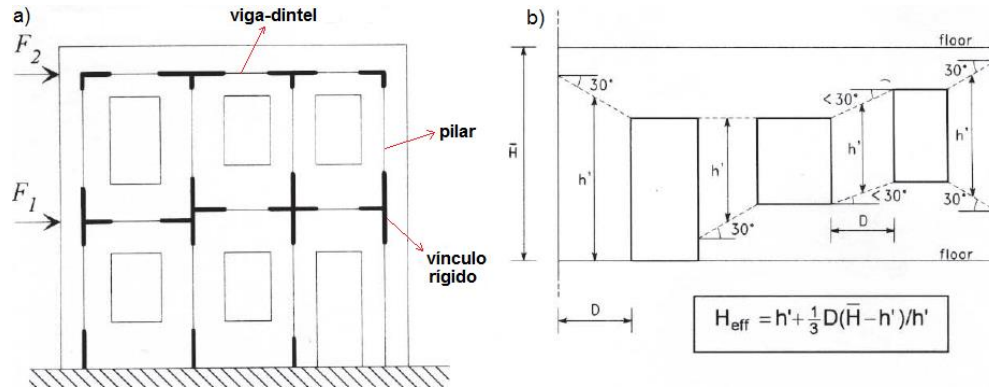
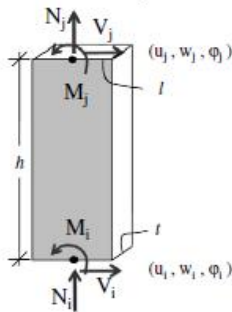


Figura 2.7 Modelo de pórtico equivalente planteado en el método SAM: a) pórtico equivalente; b) criterio de establecimiento de alturas efectivas para los pilares (tomado de Magenes y Della Fontana, 1998)

A partir del modelo de macro-elemento bi-dimensional establecido por Gambarotta y Lagomarsino (1997b), un modelo 3D de simulación del comportamiento no lineal de edificios de MNR se implementó en el programa Tremuri (Galasco et al. 2002). La estrategia de modelización se basó en el ensamble de los macro-elementos no lineales representativos de los pilares y las vigas-dintel. Por medio de variables internas, el macro-elemento controla la evolución del daño por corte, la degradación de rigidez, la caída de la resistencia y el mecanismo de balanceo (flexión) con su efecto aparejado de aplastamiento en la base (*toe crushing*).

Como alternativa más simple al macro-elemento, Tremuri implementó un elemento no lineal tipo viga con las siguientes características básicas: 1) rigidez inicial de miembros dada por sus propiedades elásticas, 2) curvas bi-lineales fuerza-desplazamiento para miembros, con valores de resistencia a corte y a flexión calculados en sus estados últimos, 3) degradación de rigidez en rango plástico, 4) interacción de fuerzas internas con la carga axial, 5) control de ductilidad mediante la asunción de *drifts* máximos según el modo de falla (Fig. 2.8).

Idealización de panel



Criterio de falla

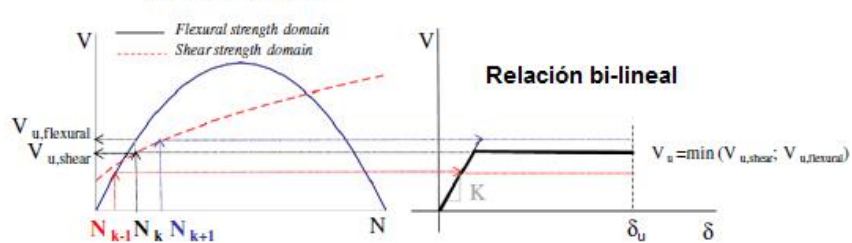


Figura 2.8 Idealización de la respuesta de un pilar de mampostería: criterio simplificado de resistencia considerando la interacción con la carga axial (tomado de Lagomarsino et al. 2013)

Dos de las características más importantes del modelo implementado en Tremuri es el ensamble entre las paredes y el piso, la cual reduce drásticamente el número de grados de libertad, y la modelización explícita de la flexibilidad horizontal del sistema de piso, común en los edificios de MNR antiguos. Además, Tremuri permite la modelización no lineal de elementos de concreto reforzado, acero o madera, con lo cual tipologías mixtas pueden abordarse (Lagomarsino et al. 2013). A este respecto, Tremuri, en su variante de modelo a base de elementos no lineales tipo viga, exhibe un acuerdo importante en la realización del análisis *pushover* con el método SAM II (Lagomarsino y Magenes 2009; Lagomarsino et al. 2013), como puede observarse en la figura 2.9, referente a un edificio mixto de MNR y concreto reforzado.

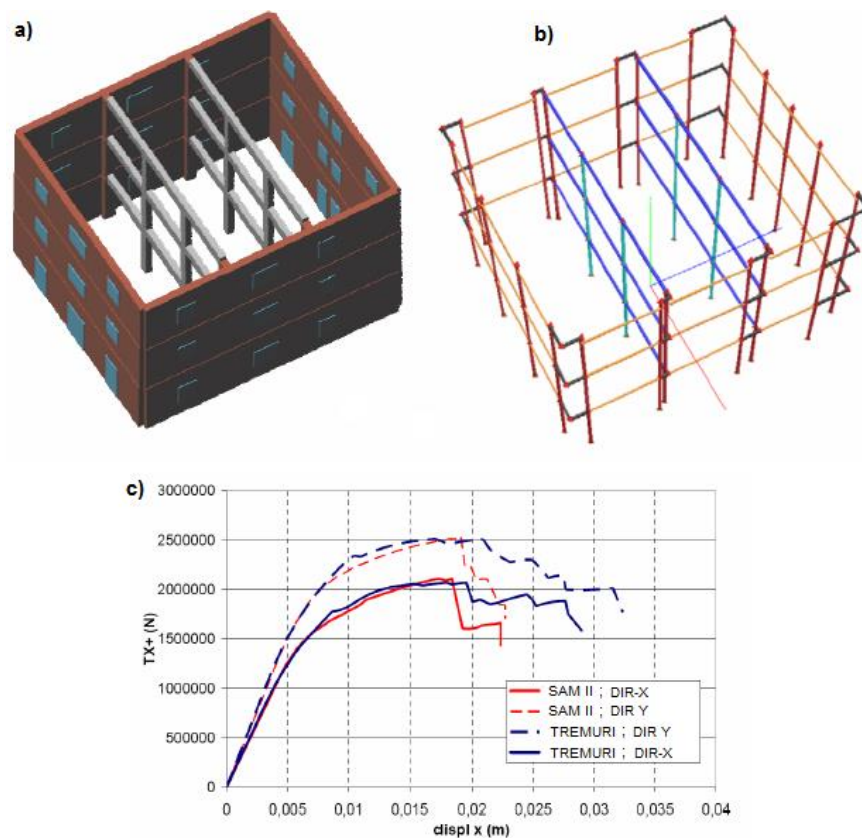


Figura 2.9 Modelos 3D de un edificio mixto de concreto reforzado y mampostería en Capri: a) Tremuri; b) SAM II; c) Comparación de curvas *pushover* obtenidas por Tremuri y SAM II sobre edificio en Capri (tomado de Lagomarsino y Magenes, 2009)

Como alternativa a los modelos de pórtico equivalente basados en elementos no lineales tipo viga, Chen et al. (2008) plantearon un modelo de pórtico equivalente basado en resortes no lineales. Cabe señalar que el modelo de macro-elemento fue originalmente desarrollado para edificios de concreto reforzado por Kabeyasawa et al. (1982). El macro-elemento modificado

propuesto por Chen et al. (2008) para paredes de MNR consiste en una disposición de resortes no lineales de corte en serie con resortes rotacionales y un resorte axial, como se muestra en la figura 2.10. El resorte axial es elástico-lineal, con una rigidez calculada a partir de la resistencia compresiva de la mampostería. Los dos resortes rotacionales que representan la respuesta a flexión del elemento están localizados en los dos extremos del elemento. El comportamiento no lineal rotacional se determinó mediante una relación momento-curvatura obtenida a partir de un modelo de fibras, basado en la formulación de Naraine y Sinha (1989). En serie con los resortes rotacionales, dos resortes de corte modelizados según la teoría de Mohr-Coulomb, describen el modo de falla por deslizamiento en la junta horizontal (usualmente, en la base del pilar). Por último, un resorte central considera la falla de corte debido a tensión diagonal; la rigidez de este resorte se evalúa según la conocida formulación del FEMA 356 (2000).

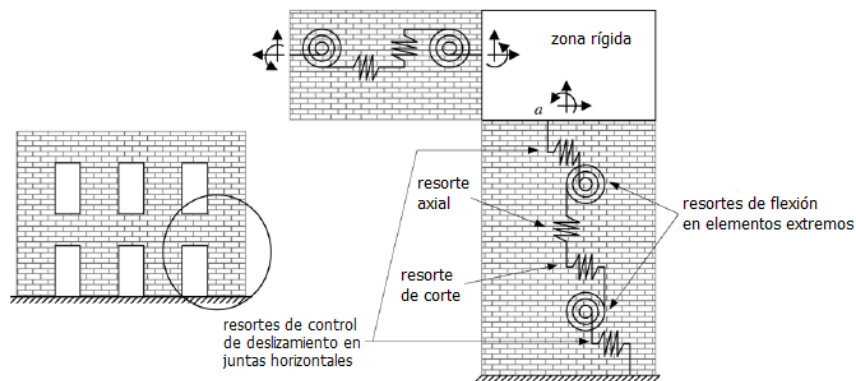


Figura 2.10 Macro-elemento propuesto por Chen et al. (adaptado de Chen et al., 2008)

Belmouden y Lestuzzi (2009) plantearon un modelo 2D para describir el comportamiento de paredes sólidas, paredes acopladas y paredes con aberturas, como la mostrada en la figura 2.11. Los pilares y las vigas-dintel se discretizaron en rebanadas homogeneizadas, de modo que secciones variables puedan representarse sobre ambos elementos. Para considerar el comportamiento no lineal de corte, se añadieron resortes de corte a los puntos medios de los pilares y las vigas-dintel. La no linealidad se trató usando una aproximación de plasticidad distribuida. El modelo constitutivo no lineal tanto para flexión como para corte se consideró mediante una curva envolvente bi-lineal con una pequeña rigidez post-fluencia para evitar problemas numéricos. El comportamiento a flexión es modelizado como una ley momento-curvatura basada en el planteamiento de equilibrio en una sección transversal. Por último, debe señalarse que el modelo de Belmouden y Lestuzzi (2009) considera las interacciones fuerza axial-momento y fuerza axial-corte tanto para pilares como para vigas-dintel.

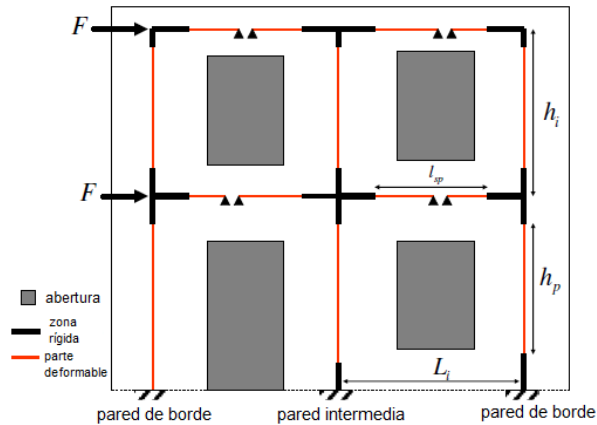


Figura 2.11 Modelo de pórtico equivalente de Belmouden y Lestuzzi (tomado de Belmouden y Lestuzzi, 2007)

En la misma línea de Chen et al. (2008), Amadio et al. (2011) plantearon para edificios de MNR un modelo 2D compuesto de resortes, en el marco de la aproximación de pórtico equivalente. Dicho modelo considera la pared de MNR con aberturas como un ensamble de macro-elementos compuestos de resortes que representan a los pilares y vigas-dintel. Los macro-elementos están constituidos por tres elementos no lineales multi-resorte de longitud cero conectados mediante vínculos rígidos. Dos elementos multi-resorte rotacionales se ubican en los extremos y un elemento multi-resorte de corte, en la mitad del macro-elemento (Fig. 2.12). Leyes fenomenológicas derivadas de ensayos con carga cíclica sobre pilares y vigas-dintel (Anthoine et al. 1995; Gattesco et al. 2008) se emplearon para representar la no linealidad del material. El modelo propuesto puede usarse tanto en análisis estático no lineal como en análisis dinámico no lineal. Amadio et al. (2011) mostraron su precisión y potencial con dos paredes de referencia en la literatura, contrastando los resultados de sus simulaciones con los resultados experimentales.

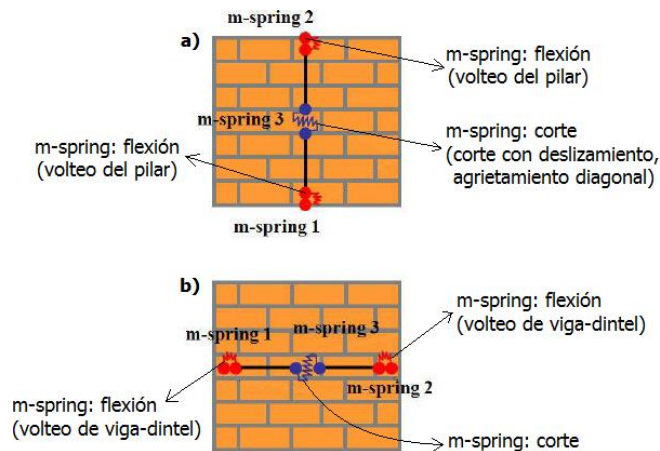


Figura 2.12 Modelo de macro-elemento de Amadio et al. (tomado de Amadio et al. 2011)

Modelos bi-dimensionales

El primer modelo bi-dimensional fue desarrollado por Braga y Liberatore (1990). Este modelo asume que el campo de esfuerzos del panel sigue un patrón multi-abanico (*multi-fan*; Fig. 2.13). En relación con el material, se considera una resistencia nula a la tracción y un comportamiento elástico-lineal en compresión. El aplastamiento (*crushing*) ocurre al alcanzarse el esfuerzo máximo compresivo del panel. Como consecuencia de asunciones adicionales, los esfuerzos circunferenciales y los tangenciales (corte) son nulos y el estado de esfuerzos en cada punto resulta determinado por la orientación de los esfuerzos radiales. Las coordenadas de los vértices de los abanicos elementales definen el campo de esfuerzos para los desplazamientos de las caras superior e inferior de cada elemento panel. Una limitación de este modelo es su incapacidad para reproducir los lazos de histéresis y la degradación del material. Su formulación, planteada con forma analítica cerrada en términos de esfuerzos, se implementó en el programa de elementos finitos Mas3D (Braga y Liberatore 1997).

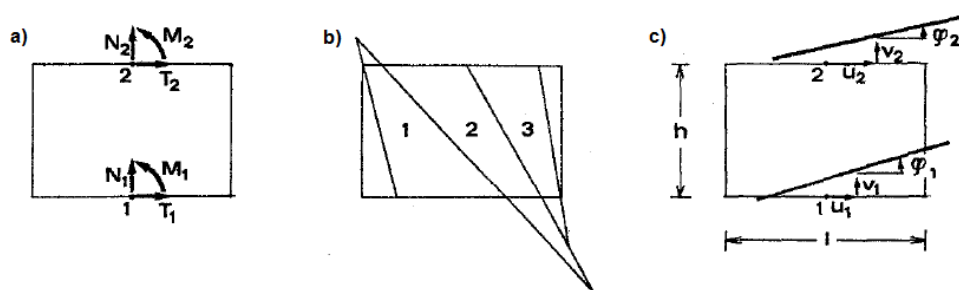


Figura 2.13 Método Mas3D: a) resultantes de acciones internas del elemento; b) sistema multi-abanico; c) grados de libertad cinemáticos (tomado de Braga y Liberatore, 1990)

El modelo desarrollado por D'Asdia y Viskovic (1993), conocido como PEFV (en italiano: Parete ad Elementi Finiti a geometria Variabile), describe la mampostería mediante macro-elementos que representan a los paneles pilar, viga-dintel y nudo rígido de enlace. Dichos macro-elementos están compuestos por un número limitado de elementos finitos elástico-lineales de tipo triangular (Fig. 2.14). Bajo este modelo, los estados tensional y deformacional se determinan a partir del desplazamiento de sus vértices y el comportamiento no-lineal de la mampostería se simula mediante la modificación paso a paso de la geometría del panel, consistente en la exclusión de las porciones de pared sujetas a tracción (superación de un nivel de esfuerzo admisible). De este modo, considera la parcialización progresiva de la sección transversal y la consecuente degradación de la rigidez global del sistema. En la figura 2.15b se ilustra una configuración de la geometría del panel modificada para simular dicha parcialización y se indica el estado de fuerzas internas en las secciones extremas. Al final de cada paso de carga se determinan las fuerzas nodales, las fuerzas internas (v.g. axial, de corte, momento) y la

distribución de esfuerzos a lo largo de la sección, a partir de lo cual se varían las posiciones de los nudos externos y se eliminan las zonas agrietadas.

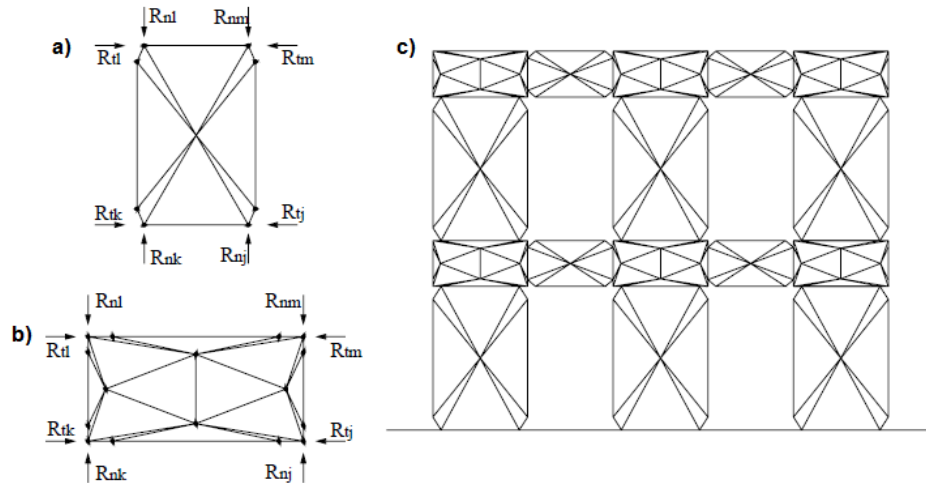


Figura 2.14 Modelo de D'Asdia y Viskovic (1993): a) Discretización del elemento pilar/viga-dintel; b) discretización del elemento nodo; c) ensamble de la pared entera

En el contexto del método de D'Asdia y Viskovic (1993) es relevante advertir que, con la creciente parcialización de la sección, el comportamiento del panel se asemeja al de un puntal a compresión (Figs. 2.15a y 2.15c). Así, el modelo original admite la inserción de elementos tipo armadura entre los nodos-vértice del panel. Los últimos desarrollos del modelo se recogen en el trabajo de D'Asdia et al. (2005), en el cual se extiende el método a edificios de mampostería regulares.

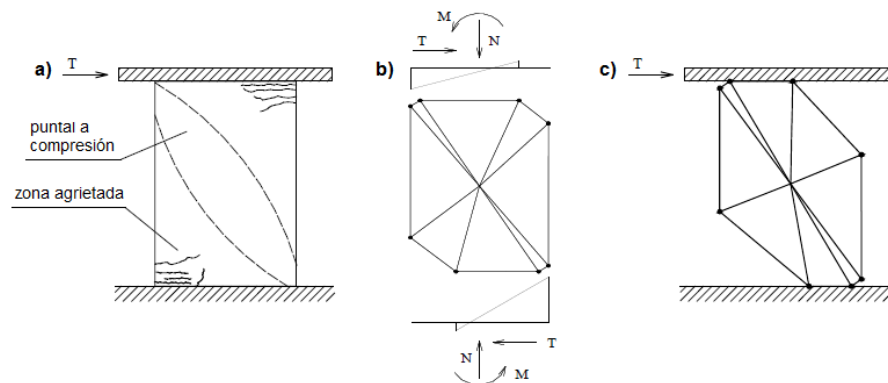


Figura 2.15 Comportamiento de puntal del panel de mampostería: a) muro real; b) pared con geometría variable; c) modelo teórico (tomado de D'Asdia et al, 2005)

Una descripción realista de la respuesta cíclica de los miembros de mampostería mediante macro-elementos debe simular tanto el modo de falla por flexión como el de corte, incluyendo la influencia de la deformación por flexión en los modos de falla de corte y la posible parcialización de la sección transversal. Tal objetivo fue conseguido en gran medida por el modelo de macro-elemento de Gambarotta y Lagomarsino (1997a,b) mediante la simulación de varios ensayos experimentales. En dicho modelo (formulación basada en mecánica), la respuesta del panel no está gobernada por valores predeterminados de rigidez y resistencia, sino que depende de sus propiedades mecánicas, su posible deterioro, condiciones de borde y fuerzas aplicadas reales, las cuales varían en cada paso del análisis.

El modelo de macro-elemento no lineal de Gambarotta y Lagomarsino (1997a,b) toma en cuenta, por medio de variables internas, la evolución del daño de corte, la cual controla el deterioro de resistencia (*softening*) y la degradación de rigidez. La figura 2.16 muestra los tres sub-elementos de que se compone el macro-elemento: las dos capas extremas, superior e inferior, en las que se concentran los efectos axiales y de flexión, y la parte central, que únicamente admite deformaciones de corte. El modelo considera tres grados de libertad por cada nodo “i” y “j” en los extremos: desplazamiento axial w , desplazamiento horizontal u y rotación φ . Adicionalmente, considera dos grados de libertad para la zona central: desplazamiento axial δ y rotación ϕ . Así, la cinemática de cada macro-elemento es descrita mediante un vector de ocho grados de libertad $\{u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j, \delta, \phi\}$. Las capas extremas tienen un espesor despreciable ($\Delta \rightarrow 0$); sus deformaciones axiales se simulan mediante un sistema distribuido de resortes de longitud cero.

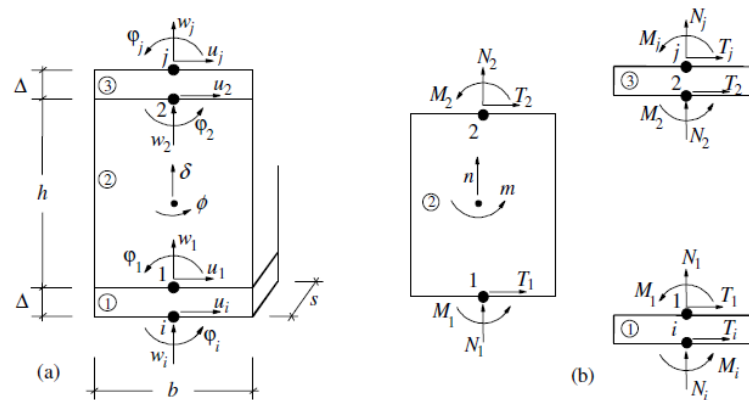


Figura 2.16 Modelo cinemático del macro-elemento de Gambarotta y Lagomarsino (tomado de Lagomarsino et al. 2008)

Estudios adicionales (Brencich et al. 1998; Galasco et al. 2004; Penna et al. 2014) han modificado algunos aspectos de la formulación original del modelo de Gambarotta y Lagomarsino (1997a,b), mejorando la descripción del comportamiento no lineal de los miembros

de MNR. Tanto el modelo original como sus refinamientos se han ido implementando en diferentes versiones del código Tremuri (Galasco et al. 2004; Lagomarsino et al. 2013).

Caliò et al. (2012a) plantearon una aproximación basada en el concepto de discretización con macro-elementos. El elemento básico para la simulación de la respuesta en el plano está constituido por un cuadrilátero con cuatro bordes rígidos y cuatro vértices articulados, conectados por dos resortes no lineales diagonales. Cada borde del panel puede interactuar con otros paneles o elementos mediante una distribución discreta de resortes no lineales, denominada interfase. Cada interfase está constituida por “n” resortes no lineales ortogonales al borde del panel y un resorte longitudinal adicional, el cual controla el movimiento relativo en la dirección del borde del panel (Fig. 2.17). Este modelo es capaz de simular los principales modos de falla de una porción de pared de mampostería sujeta a cargas verticales y horizontales. Puesto que la equivalencia entre la porción de pared de mampostería y el macro-elemento está basada en consideraciones físicas básicas, la interpretación de los resultados numéricos es simple. La confiabilidad de la aproximación propuesta se ha evaluado por medio de análisis *pushover* aplicados en paredes de mampostería para las cuales se contaban en la literatura con resultados teóricos y experimentales.

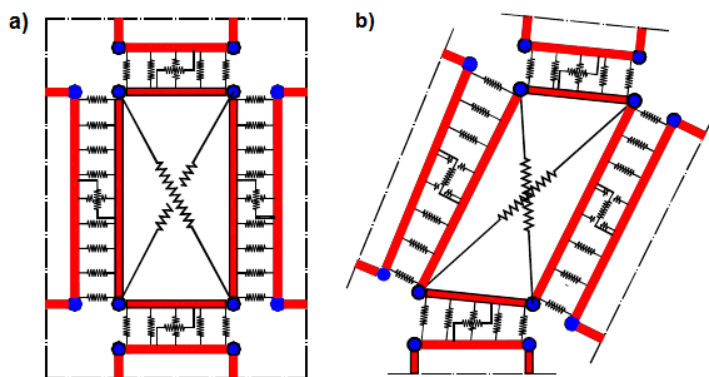


Figura 2.17 Macro-elemento básico de Caliò et al. (2012): a) configuración no deformada; b) configuración deformada (tomado de Caliò et al. 2012)

En Caliò et al. (2012b), se extendió a 3D el macro-elemento 2D descrito en Caliò et al. (2012a). Este macro-elemento 3D introduce tres grados de libertad adicionales para describir la cinemática fuera del plano. Así, como lo ilustra la figura 2.18, fue necesario la incorporación de resortes adicionales en las interfases 3D para considerar el comportamiento mecánico 3D (v.g. mecanismos de deslizamiento fuera del plano de los paneles y la torsión de los paneles alrededor del eje perpendicular al plano de la interfase).

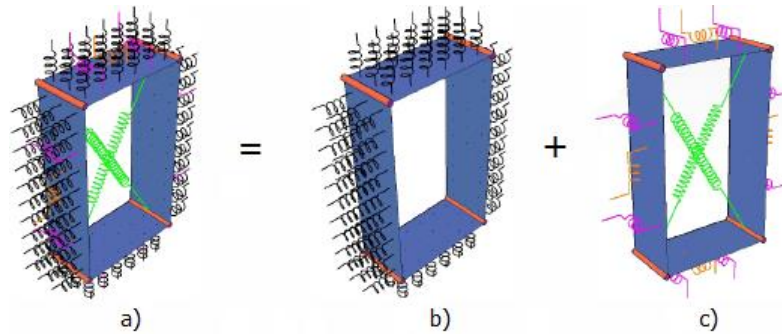


Figura 2.18 Macro-elemento 3D de Calio et al. (2012b): a) Macro-elemento completo; b) Distribución de resortes ortogonales a las interfases 3D para simular comportamiento a flexión; c) Representación de resortes transversales y diagonales para la simulación del comportamiento de corte y torsional (tomado de Calio et al., 2012b)

2.2 Modelización global

A continuación, se propone la implementación de un modelo para el análisis estático no lineal de paredes de MNR. El modelo propuesto se inscribe en la aproximación de pórtico equivalente, y pertenece a la familia que utiliza macro-elementos 1D a base de resortes para representar a los pilares y a las vigas-dintel. El trabajo de Amadio et al. (2011) se tomó como referencia para la modelización global (discretización y modelo cinemático), y el programa Ruaumoko-2D (Carr 2007b) se utilizó como plataforma de implementación (construcción del modelo y análisis).

En el modelo que se propone se consideraron los modos de falla por flexión (volteo) y por corte (agrietamiento diagonal en sus dos modalidades: directo y escalonado) tanto para los pilares como para las vigas-dintel. Además, se consideró un modo de falla mixto/híbrido para los pilares. Los modelos de resistencia adoptados no contemplaron interacción entre fuerzas internas, en particular las de momento y de corte con la carga axial (interacciones M-P y V-P). En cuanto a los modelos fuerza-deformación, se definieron curvas multi-lineales tanto para los pilares como para las vigas-dintel, basadas en las del proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino et al. 2012; Lagomarsino y Cattari 2015), que incorpora resultados de experimentos realizados con especímenes de pilares y de ensambles pilar-viga-dintel (Bosiljkov 2003; Vasconcelos y Lourenzo 2006; Gattesco et al. 2008; Magenes et al. 2008; Galasco et al. 2010; Dazio y Beyer 2010; Graziotti et al. 2012; Beyer y Dazio 2012).

Con el fin de comprobar la capacidad del modelo propuesto para analizar paredes de MNR (con aberturas), se desarrollaron análisis *pushover* de tres paredes, tomadas de dos edificios: las dos paredes del edificio prototipo del ensayo de Pavia (Calvi y Magenes 1994) y la conocida como pared “D” del edificio en vía Verdi del Proyecto Catania (Braga et al. 1997; Brencich et al. 1998; Magenes et al. 2000). Finalmente, se compararon las curvas *pushover* obtenidas con las reportadas por otros investigadores que tomaron a tales paredes como objetos de estudio.

2.2.1 La aproximación de pórtico equivalente

La aproximación de pórtico equivalente está orientada a edificios de MNR con tipología de muro portante, y su fundamento reside en idealizar las paredes con aberturas (puertas y ventanas) como pórticos. El pórtico se conforma como un ensamble de elementos bidimensionales o unidimensionales, contemplando, en ambos casos, zonas/vínculos rígidos en sus intersecciones. Esquemas de estas dos variantes de pórtico equivalente se muestran en la figura 2.19.

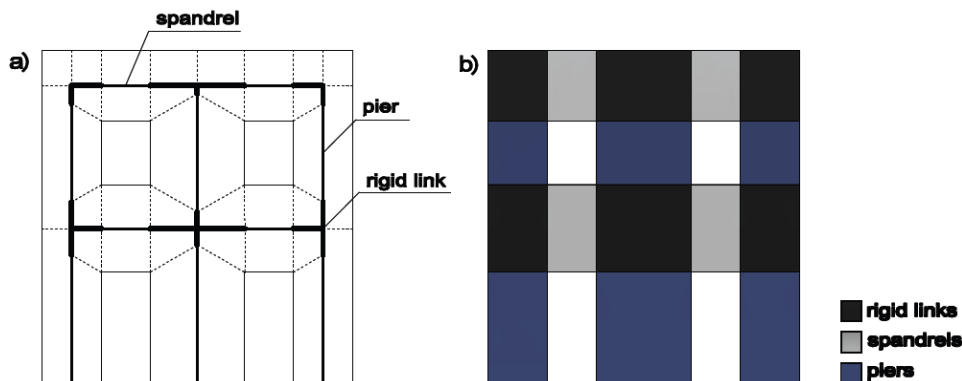


Figura 2.19 Modelos de pórtico equivalente: a) con macro-elementos 1D; b) con macro-elementos 2D

La demarcación de porciones rígidas (vínculos rígidos) y deformables (pilares y vigas-dintel) es un aspecto importante de la aproximación de pórtico equivalente, con influencia significativa en la rigidez de las paredes (Marques y Lourenzo 2011). Sobre él no existe, a día de hoy, un criterio que goce de amplio consenso (Rota et al. 2014.); de ahí que varios autores propongan el suyo propio (Craig et al. 2002, Augenti 2004; Marques y Lourenzo 2011). Con todo, el criterio empírico de discretización propuesto por Dolce (1991) ha sido utilizado por varios investigadores, llegando, incluso, a implementarse en los códigos SAM II (Magenes y Della Fontana 1998) y Tremuri (Lagomarsino et al. 2008). De acuerdo a este criterio, la longitud efectiva/deformable de la viga dintel se asume igual a longitud de su abertura correspondiente. La altura efectiva/deformable (H_d), en cambio, se evalúa mediante la ec. (2.1), conforme al esquema mostrado en la figura 2.20. En este trabajo, se asumió la variante simplificada del criterio de Dolce (1991), en la que se ignora el término que acompaña a h' en la ec. (2.1), esto es: $H_d = h'$. Tal variante se utilizó también en Amadio et al. (2011), referencia básica para el modelo propuesto aquí.

$$H_d = h' + \frac{1}{3} D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (2.1)$$

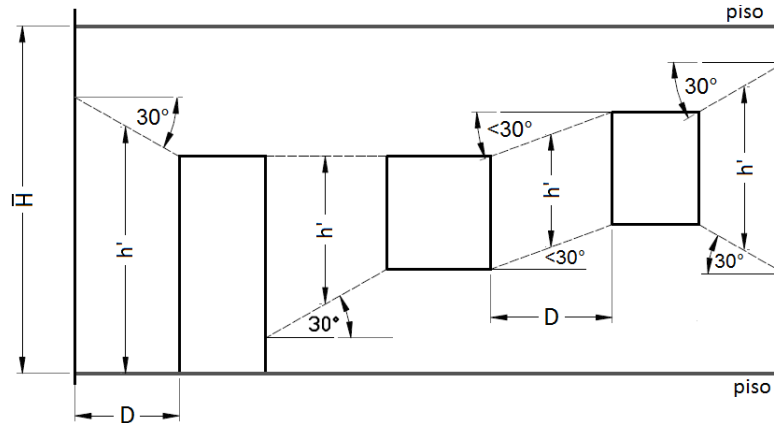


Figura 2.20 Criterio para establecer las alturas efectivas de los pilares (Dolce, 1991)

Las implementaciones de modelos de pórtico equivalente con macro-elementos tipo viga (*non-linear beam*) son las más usuales, y se han realizado bajo diversos códigos como Tremuri (Galasco et al. 2006; Lagomarsino et al. 2008; Lagomarsino et al. 2013), SAM (Magenes y Della Fontana 1998; Magenes 2000), SAP2000 (Kappos et al. 2002; Pasticier et al. 2008). Una vía alternativa son las implementaciones que usan macro-elementos tipo resorte (Amadio et al. 2011; Chen et al. 2008). El programa de cálculo Ruaumoko (Carr 2007a,b), permite adoptar un modelo de pórtico equivalente con macro-elementos a base de resortes. Este modelo, frente a aquellos con macro-elementos tipo viga, tiene la ventaja de una mayor libertad de modelización no lineal de los elementos resorte (Carr 2007a,b). Esta libertad, que incluye la disponibilidad de un amplio catálogo de histéresis (y sus envolventes asociadas), permite una mejor descripción de la respuesta inelástica a solicitaciones de corte.

En este trabajo se ha adaptado el modelo de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte desarrollado por Amadio et al. (2011). Este macro-elemento basado en resortes es el mismo tanto para pilares como para vigas-dintel. Como se ilustra en la Figura 2.3, comprende tres elementos tipo resorte: dos extremos, que trabajan a flexión, y uno central, que responde a corte. En relación a las longitudes de estos resortes, la del resorte de corte no es relevante. En cambio, la longitud del resorte de flexión, esto es, la longitud de la articulación plástica (*plastic hinge*; L_{ph} en Fig. 2.21), es necesaria para evaluar y controlar las rotaciones. A falta de un criterio específico para paredes de MNR, se asumió, tanto para los pilares como para las vigas-dintel, el 10% de sus respectivas longitudes efectivas, como lo sugieren Paulay y Priestley (1992).

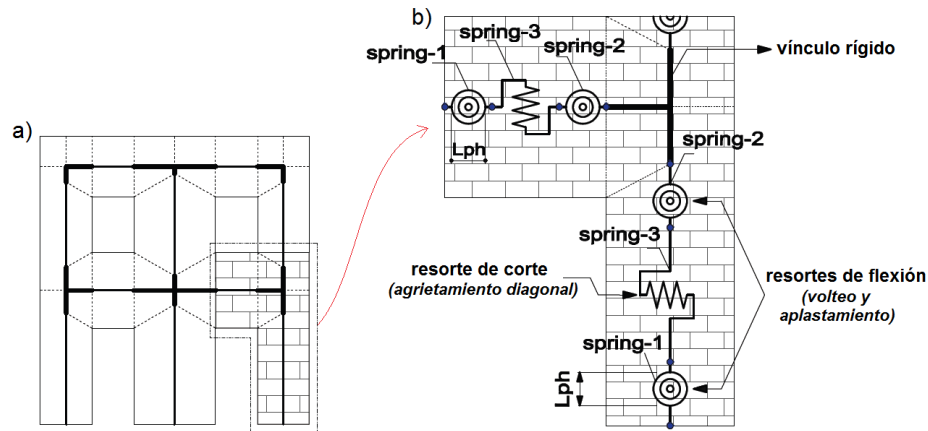


Figura 2.21 Modelo propuesto para paredes de MNR: a) Modelo global propuesto, basado en Amadio et al. (2011); b) Modelo de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte

2.2.2 El elemento multi-resorte

2.2.2.1 Descripción del elemento multi-resorte de Ruaumoko-2D

Ruaumoko-2D (Carr 2007a,b) no dispone de elementos resorte específicos (v.g. de corte o de flexión), sino de un elemento multi-resorte, más complejo, que puede funcionar perfectamente como un resorte de flexión o de corte. Se trata de un elemento uni-dimensional de cuatro nodos, que comprende dos vínculos rígidos en los extremos y una parte central deformable, delimitada por los nodos 3 y 4. Esta parte central incluye un paquete con tres tipos de resorte: longitudinal/axial, transversal/corte y rotacional/flexión (Fig. 2.22). La integración de los vínculos rígidos como parte del elemento es una característica del multi-resorte de Ruaumoko-2D que facilita la construcción de modelos como los de pórtico equivalente.

Además, el elemento multi-resorte de Ruaumoko-2D admite variantes, que se distinguen por las diferentes interacciones entre fuerzas internas que asume cada uno. El considerado en este trabajo es el multi-resorte simple, que no contempla interacciones entre las fuerzas de sus tres resortes: ITYPE=1 (Carr 2007b). En este elemento, la fuerza axial, de corte o el momento flector son proporcionales a la diferencia de los desplazamientos longitudinal, transversal y rotacional, respectivamente, entre los nodos centrales (parte deformable). La omisión de un tipo particular de deformación en el elemento multi-resorte se consigue asumiendo una rigidez infinita en el resorte asociado a dicha deformación. De este modo, el elemento multi-resorte puede funcionar como un resorte de tipo específico.

En la implementación desarrollada aquí, sin dejar de considerar la deformación axial, se privilegiaron la deformación de corte en el resorte central y la deformación de flexión en los resortes extremos. Por tal razón, será frecuente en lo sucesivo que se haga referencia a ellos como *resorte de corte* y *resorte de flexión*, respectivamente.

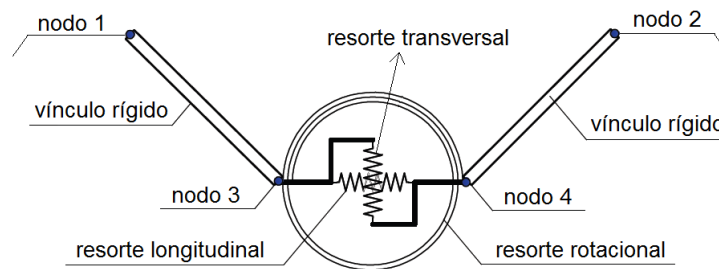


Figura 2.22 Elemento multi-resorte (multi-spring) de Ruaumoko-2D (Adaptado de Carr, 2007a)

Debido a la omisión de tipos específicos de deformación en los elementos resorte del macro-elemento, el modelo de pórtico equivalente no garantiza una descripción “exacta” del comportamiento elástico. Sin embargo, comparaciones hechas con modelos basados en elementos tipo viga (que consideran todas las deformaciones a lo largo del elemento) han revelado diferencias menores al 10% en el desplazamiento máximo y en el período fundamental. Este error en la predicción de la respuesta elástica es, a menudo, menor que el que se comete debido al uso de un valor aproximado para el módulo elástico de la mampostería (Amadio et al. 2011).

2.2.2.2 Modelo cinemático de los macro-elementos

Puesto que el macro-elemento 2D propuesto y validado en Amadio et al. (2011) se confeccionó con elementos multi-resorte similares a los de Ruaumoko-2D (excepto por el hecho de que en Amadio et al. los vínculos rígidos no están integrados al elemento), se adoptó también su modelo cinemático. Así, el sistema de coordenadas locales de un elemento multi-resorte está caracterizado por tres grados de libertad: u_1 , u_2 , ϕ , para el monitoreo de desplazamientos axial, transversal y de rotación en el plano, respectivamente (Fig. 2.23).

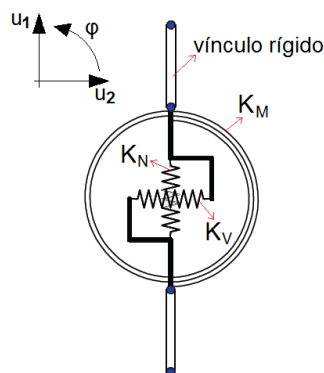


Figura 2.23 Elemento multi-resorte (vertical) y coordenadas locales

Las componentes de la fuerza elástica $\mathbf{F}_{e,i} = (N_e, V_e, M_e)$ están desacopladas, y la matriz de rigidez elástica local para el elemento multi-resorte genérico “ i ” ($i= 1, 2, 3$; resortes 1, 2 y 3 en la Fig. 2.21b) es diagonal, de dimensión 3:

$$\mathbf{F}_{e,i} = \mathbf{K}_i \mathbf{u}_i \quad (2.2)$$

$$\mathbf{K}_i = \begin{pmatrix} k_{N,i} & 0 & 0 \\ 0 & k_{V,i} & 0 \\ 0 & 0 & k_{M,i} \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

La componente de rigidez axial ($k_{N,i}$) está dada por:

$$k_{N,i} = 3 \frac{EA}{H_d} \quad \text{for } i=1,2,3 \quad (2.4)$$

donde, E es el módulo de elasticidad de la mampostería; A es el área de la sección transversal del panel de MNR (pilar o viga-dintel), y H_d es la longitud deformable/efectiva del panel (pilar o viga-dintel). En referencia a la rigidez axial $k_{N,i}$, debe tenerse presente que su valor responde al hecho de un resorte equivalente (que cubre toda la longitud deformable) dividido en 3 sub-resortes en serie con valores de rigidez axial idéntica. Weggel et al. (2007) describen el comportamiento de estructuras modelizadas como sistemas de resorte y plantean formulaciones generales para los resortes componentes del sistema.

La rigidez transversal (de corte) es:

$$k_{V,i} = k_{\infty} \quad \text{para } i=1,2 \quad \text{y} \quad k_{V,3} = \frac{1}{\frac{H_d^3}{12EI} + \frac{\chi H_d}{GA}} \quad ; \quad \frac{1}{\frac{H_d^3}{3EI} + \frac{\chi H_d}{GA}} \quad (2.5a, 2.5b)$$

donde, G es el módulo de corte, I es el momento de inercia de la sección transversal del panel (pilar o viga dintel), $\chi=1.2$ es el factor de forma, y H_d es la longitud deformable/efectiva del panel (pilar o viga-dintel). La ec. (2.5a) se refiere a un elemento cuya condición de borde se ha evaluado como totalmente restringido a rotación, en tanto que la ec. (2.5b), a un elemento cuya condición de borde se ha evaluado en cantiléver. Con k_{∞} se quiere indicar la asunción de un

valor de rigidez lo bastante alto como para inhibir la deformación de corte en los resortes 1 y 2, situados en los extremos del macro-elemento (Fig. 2.21b).

Por último, la rigidez a flexión viene dada como:

$$k_{M,i} = \frac{8EI}{H_d} \text{ para } i = 1, 2 \text{ y } k_{M,3} = k_{\infty} \quad (2.6)$$

donde, E es el módulo de elasticidad de la mampostería, I es el momento de inercia de la sección transversal del panel (pilar o viga dintel), H_d es la longitud deformable/efectiva del panel (pilar o viga-dintel). Con k_{∞} se indica la utilización de un valor de rigidez lo bastante alto como para inhibir la rotación del elemento resorte localizado en la mitad de los macro-elementos (*spring* 3 en Fig. 2.21b).

3. MODELIZACIÓN A NIVEL DE MIEMBRO Y VALIDACIÓN DEL MODELO 2D PROPUESTO

En este capítulo se abordan los detalles de modelización local y la validación del modelo 2D elaborado. La modelización local (a nivel de miembro) está regido por los modos de falla considerados. A este respecto, en el modelo que se propone se consideraron los modos de falla por flexión (volteo) y por corte (agrietamiento diagonal en sus dos modalidades: directo y escalonado) tanto para los pilares como para las vigas-dintel. Además, se consideró un modo de falla mixto/híbrido para los pilares: el de corte con deslizamiento (*shear sliding*). Los modelos de resistencia (o de capacidad de resistencia) adoptados no contemplaron la interacción con la carga axial, esto es, la interacción carga axial-momento y la interacción carga axial-corte (interacciones P-M y P-V). Si bien el programa Ruaumoko 2D posee dos tipos de elemento multi-resorte que consideran estas interacciones, su implementación plantea limitaciones, las cuales se examinarán como parte del estudio las paredes de Pavia (véase sección 3.3.1.3).

En cuanto a los modelos fuerza-desplazamiento, se definieron curvas multi-lineales tanto para los pilares como para las vigas-dintel, basadas en las del proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino et al. 2012; Lagomarsino y Cattari 2015), que incorpora resultados de experimentos realizados con especímenes de pilares y de ensambles pilar-viga-dintel (Bosiljkov 2003; Vasconcelos y Lourenzo 2006; Gattesco et al. 2008; Magenes et al. 2008; Galasco et al. 2010; Dazio y Beyer 2010; Graziotti et al. 2012; Beyer y Dazio 2012).

Con el fin de comprobar la capacidad del modelo propuesto para analizar paredes de MNR (con aberturas), se desarrollaron análisis *pushover* de tres paredes, tomadas de dos edificios: las dos paredes del edificio prototipo del ensayo de Pavia (Calvi y Magenes 1994) y la conocida como pared “D” del edificio en vía Verdi del Proyecto Catania (Braga et al. 1997; Brencich et al. 1998; Magenes et al. 2000). Finalmente, se compararon las curvas *pushover* obtenidas con las reportadas por otros investigadores que tomaron a tales paredes como objetos de estudio.

3.1 Modos de falla y modelos de resistencia de los macro-elementos

Bajo la premisa de que la falla del edificio ante una acción sísmica se produce a partir del daño en las paredes alineadas en la dirección del sismo (inhibición de los modos de falla fuera del plano), tanto en los pilares como en las vigas-dintel se activan mecanismos/modos de falla en su propio plano. En el caso de los pilares, este trabajo ha tenido en cuenta cuatro modos de falla: 1) volteo (debido a flexión), 2) agrietamiento diagonal directo (corte por tensión diagonal), 3) agrietamiento diagonal escalonado (corte por tensión diagonal) y 4) corte con deslizamiento (modo de falla mixto/híbrido). En el caso de las vigas-dintel, se han considerado tres modos de falla: 1) agrietamiento vertical (flexión), 2) agrietamiento diagonal directo (corte) y 3) agrietamiento diagonal escalonado (corte). En la figura 3.1 se esquematizan todos estos mecanismos o modos de falla.

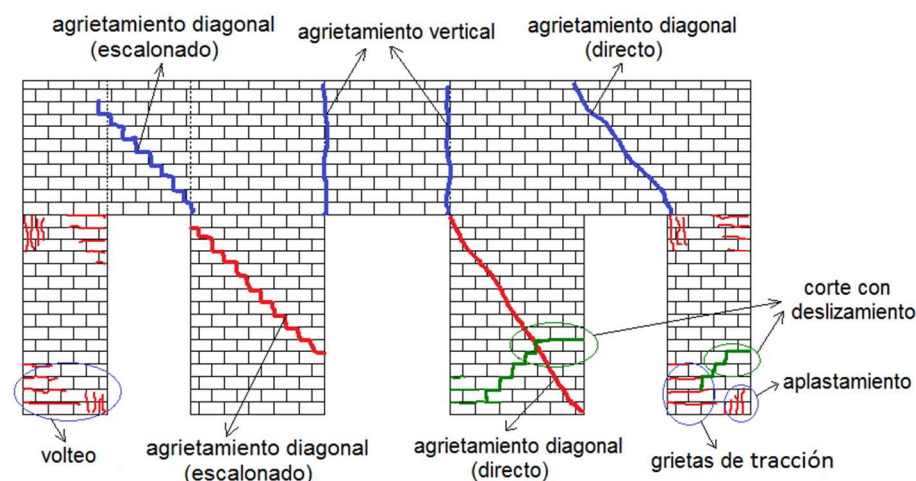


Figura 3.1 Modos de falla considerados en pilares y vigas-dintel

En lo que sigue, primero para los pilares, y luego para las vigas-dintel, se tratarán aspectos claves sobre sus condiciones de borde, se describirán los modos de falla considerados (indicados arriba) y, finalmente, se presentarán las fórmulas utilizadas para estimar sus resistencias.

3.1.1 Modos de falla en los pilares

3.1.1.1 Condiciones de borde en pilares

En los edificios de MNR, los pilares están conectados por elementos estructurales horizontales tales como losas y/o vigas-dintel. Cuando el edificio se somete a cargas laterales, estos elementos horizontales actúan como elementos de acoplamiento entre pilares. La rigidez y resistencia de estos elementos de acoplamiento pueden variar significativamente, dando lugar a diferentes grados de acoplamiento, entre los cuales la literatura distingue tres grupos: 1) acoplamiento débil: los elementos horizontales imponen iguales desplazamientos en los pilares de cada piso, pero no transfieren momentos o fuerzas de corte significativas, 2) acoplamiento fuerte: elementos verticales y horizontales desarrollan conjuntamente una respuesta de pórtico/marco y los elementos horizontales se mantienen, en gran medida, en el campo elástico cuando sobre el edificio se ejerce carga lateral, y 3) acoplamiento intermedio: el momento transferido por los elementos de acoplamiento son limitados pero no despreciables. Así, el grado de acoplamiento entre pilares y vigas-dintel está estrechamente relacionado con las condiciones de borde de los pilares.

Considerando que las paredes son su elemento estructural básico, y que pueden ser llenas o con aberturas, Tomazevic (1999) clasificó en tres categorías a los edificios de muro portante (*bearing wall*) de MNR: 1) de paredes llenas en cantiléver (Fig. 3.2), 2) de paredes con aberturas y acoplamiento pilar débil–viga-dintel fuerte (Fig. 3.3a) y 3) paredes con aberturas y acoplamiento pilar fuerte–viga-dintel débil (Fig. 3.3b). En relación con la primera subtipología, las paredes en cantiléver están conectadas mediante losas de piso. Las losas,

rígidas en su plano, pero flexibles en la dirección ortogonal a él, distribuyen las cargas laterales en proporción a su rigidez. Sin embargo, no transfieren los momentos producto de la flexión de las paredes, con lo cual, las paredes desarrollan grandes momentos flexionantes. Esta tipología suele asociarse con los edificios modernos de MNR, los cuales, en general, están reforzados en las secciones más bajas de sus paredes para alcanzar comportamiento dúctil.

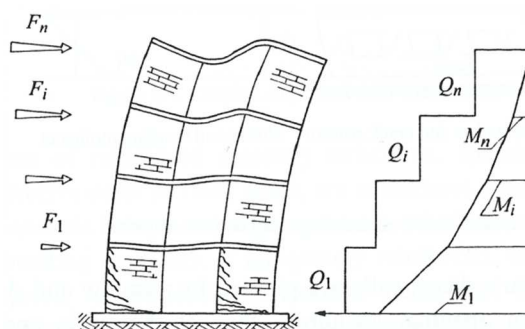


Figura 3.2 Patrón de deformada y variación de cortantes y momentos para tipología de paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible (tomado de Tomazevic 1999)

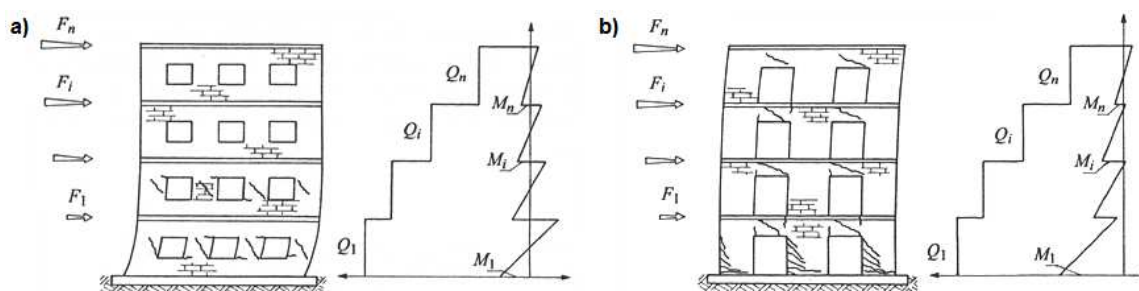


Figura 3.3 Patrón de deformada lateral y de variación de cortantes y momentos: a) pared con pilar débil – viga-dintel fuerte; b) pared con pilar fuerte – viga-dintel débil (tomado de Tomazevic 1999)

La investigación experimental del comportamiento sísmico de los pilares se ha llevado a cabo simulando dos condiciones de borde ideales: las de pilar en cantiléver (Fig. 3.4b) ó las de de pilar con extremos fijos o biempotrado (Fig. 3.4c). Los dispositivos de un ensayo típico sobre un espécimen de pilar se muestran en la figura 3.4a. En primera instancia, una carga vertical uniformemente distribuida se aplica sobre el pilar. Luego, se aplica un desplazamiento lateral (monotónico o cíclico) en su borde superior, el cual genera la fuerza de corte en el pilar. La transmisión de las cargas vertical y lateral se verifica mediante una viga rígida. En el primer caso (Fig. 3.4b) se cumple: $F_{v1}=F_{v2}=P/2$, y al aplicar la carga lateral se permite la rotación del borde superior del pilar. En el segundo caso (Fig. 3.4c) se cumple: $F_{v1} + F_{v2} = P$ (constante) y $u_1 = u_2$, con lo cual la viga de carga se desplaza sin rotación.

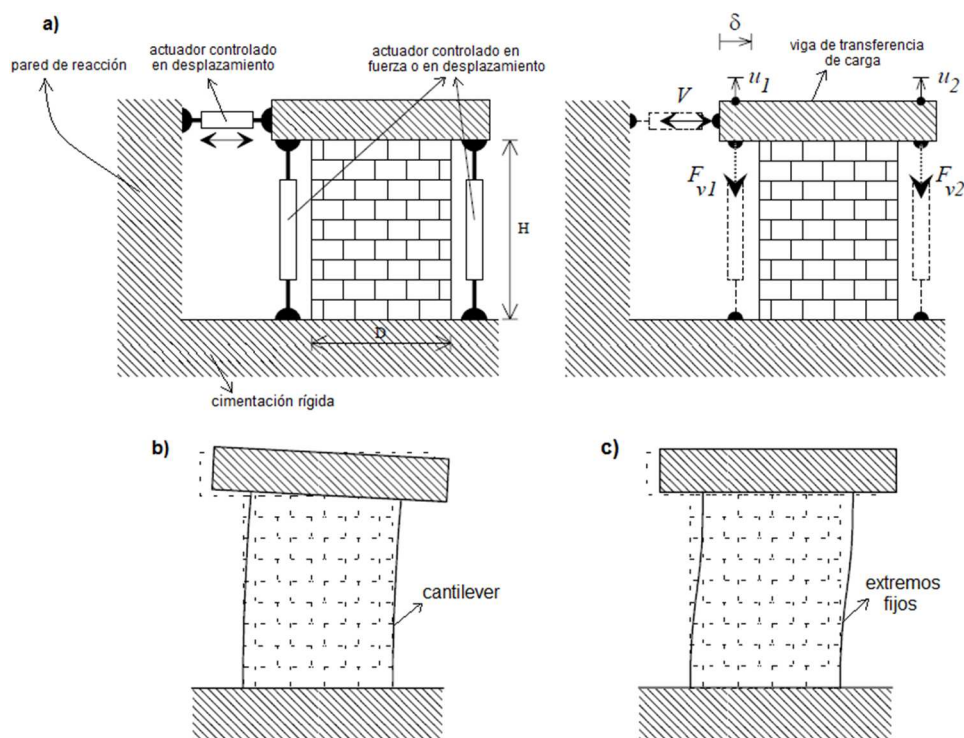


Figura 3.4 Condiciones de borde en pilares: a) componentes de ensayo estándar; b) pilar en cantiléver; c) pilar con extremos totalmente fijados (adaptado de Magenes et al. 2000)

Desde un punto de vista analítico, Magenes y Calvi (1997) lograron estimar la influencia de las condiciones de borde en la resistencia de los pilares y considerarla en las formulaciones mediante factores que incluyen como parámetro la relación de corte (sección 3.1.1.3). No obstante, su aplicación plantea el problema del establecimiento de una altura efectiva (H_0), que mide la altura hasta el punto de momento nulo, o punto de inflexión en la deformada del pilar. En las formulaciones de Magenes y Calvi (1997), la determinación de H_0 remite a las condiciones de borde en cantiléver y con extremos fijos (simuladas experimentalmente), y propone la aplicación, sobre la altura deformable de los pilares, de los factores 1 y 0.5, respectivamente. De este modo, en el contexto de la evaluación sísmica de un edificio, el investigador tiene que valorar las condiciones de borde de sus pilares y, a partir de esta valoración, elegir entre dichos factores.

Con respecto a la valoración de las condiciones de borde de los pilares de un edificio, investigadores como Tomazevic (1999) sugieren para los casos de pilar débil–viga–dintel fuerte la equiparación con la condición de pilares con extremos fijos, en tanto que para los casos de pilar fuerte–viga–dintel débil, la equiparación con la condición de pilares en cantiléver (Fig. 3.3b). Esto representa, según Magenes et al. (2000), una aproximación simplificada de las condiciones de borde reales, que estarían en una situación intermedia, implicando la asunción de un factor de altura efectiva entre 0.5 y 1.

Una vía para controlar las alturas efectivas de los pilares que empieza a explorarse es la formulación de modelos que controlen en cada paso del análisis la distribución de momentos

y la localización de los puntos de momento nulo. Ejemplo de ello es el trabajo de Belmouden y Lestuzzi (2010), en el cual se propone un modelo 2D de plasticidad distribuida y fisuración difusa (*smeared crack*) que actualiza, en cada paso del análisis *pushover*, la localización de las alturas efectivas. Dicho modelo, controlado por fuerza (*force-controlled*) se probó con la *door-wall* del prototipo de Pavia (Calvi y Magenes 1994), arrojando curvas *pushover* aceptables en términos de rigidez y resistencia. La migración a un modelo controlado por desplazamiento y el establecimiento de modelos fuerza-desplazamiento multi-lineales son los dos aspectos en los que concentrarán su trabajo futuro.

Un estudio reciente de Petry y Beyer (2013) explora la influencia de las condiciones de borde de los pilares en el comportamiento sísmico de los edificios de MNR, centrándose en un edificio-prototipo de MNR con piso de losa de hormigón armado (típico en Suiza). La losa fue modelizada como viga para considerar su flexibilidad fuera del plano. En primera instancia, a partir de análisis *pushover*, variando el ancho efectivo de la viga y controlando la localización del momento nulo (altura de punto de momento nulo, H_0), establecieron tres casos asociados a grados de acoplamiento pilar-viga esperables en la práctica: débil, intermedio y fuerte (o tres condiciones de borde en pilares: en cantiléver, semi-restringido y totalmente restringido, respectivamente). Contando con los resultados de estos análisis como marco de referencia, Petry y Beyer (2013), realizaron ensayos cíclicos cuasi-estáticos sobre especímenes de pilar representativos de los pilares de la primera planta del edificio-prototipo y de las 3 condiciones de borde en pilares establecidas. Finalmente, sobre la base de las histéresis construidas, estudiaron la influencia de las condiciones de borde en el desempeño sísmico de los pilares, en particular, sobre su capacidad de desplazamiento. En la Figura 3.5a se ilustra la configuración del ensayo correspondiente a la condición de borde semi-restringido.

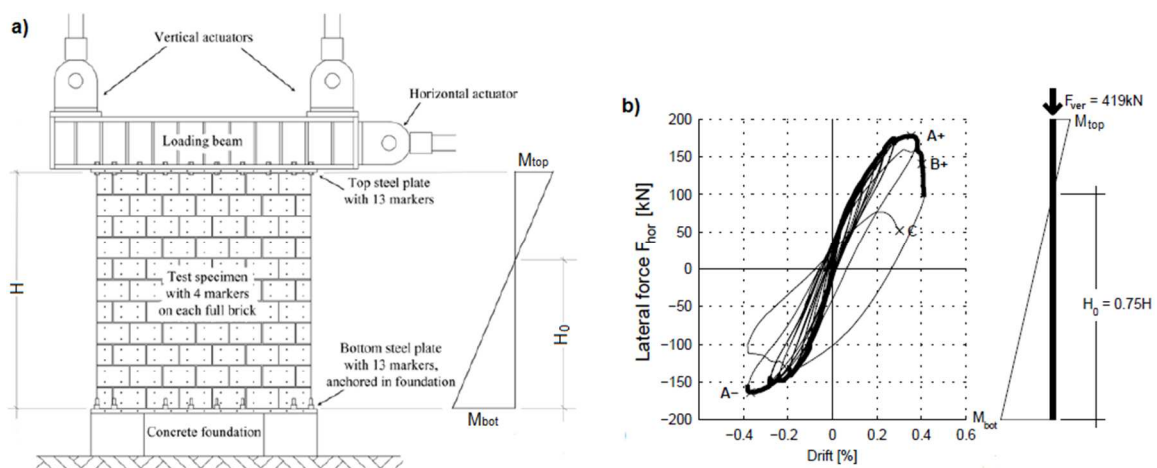


Figura 3.5 a) Configuración del ensayo de Petry y Beyer (2013); b) Histéresis fuerza-desplazamiento (*drift*) para caso $H_0 = 0.75H$

Los resultados del trabajo de Petry y Beyer (2013) no son aplicables aquí puesto que, por un lado, su tipología de partida, la de edificio de muro portante de MNR con piso de losa de concreto, difiere de la de edificio de muro portante de MNR con vigas-dintel. Por otro lado, las paredes propias de los edificios de MNR modernos de Suiza (ladrillo hueco y un mortero comercial de cemento) no son equiparables con las tradicionales de ladrillo macizo del Eixample-Barcelona. No obstante, constituye un trabajo de interés por la categorización de las condiciones de borde en los pilares que establece (con base en un factor de longitud efectiva) y el cómo aborda el estudio de la influencia de dichas condiciones en el comportamiento sísmico de los edificios de MNR (Fig. 3.5b).

3.1.1.2 Falla por flexión: volteo (rocking)

La falla por flexión de un pilar está vinculada al alcance de la resistencia compresiva de la mampostería (f_u) en la sección extrema de dicho pilar (Fig. 3.6a). El equilibrio en el estado último de esfuerzos en flexocompresión asume las siguientes hipótesis: 1) una distribución rectangular de esfuerzos en la parte comprimida de la base del pilar y 2) el desprecio de la resistencia a la tracción de las juntas de mortero horizontales (Magenes y Calvi 1997). En consecuencia, se deduce la capacidad de resistencia a flexión (M_{up}):

$$M_{up} = \frac{D^2 t p}{2} \left(1 - \frac{p}{\kappa f_u} \right) \quad (3.1)$$

donde, D es la longitud del pilar; t es el espesor del pilar; $p = P/A$ es el esfuerzo normal sobre el pilar; f_u es la resistencia compresiva de la mampostería y $\kappa = 0.85$ es el coeficiente de transformación en distribución rectangular (equivalente) de tensiones.

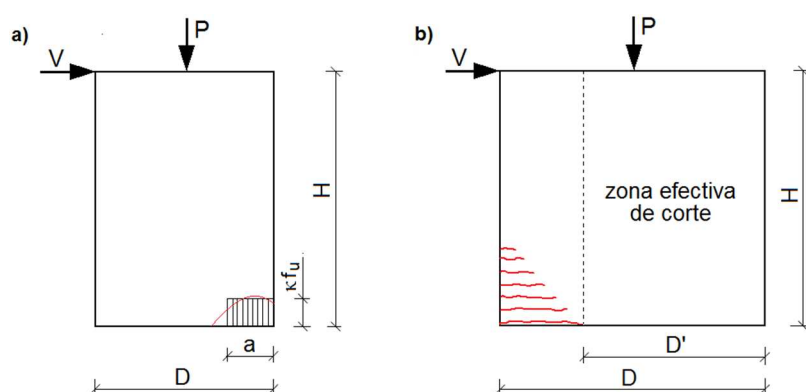


Figura 3.6 Flexocompresión en pilares: a) condición de esfuerzos para cálculo de resistencia a flexión; b) agrietamiento por flexión y zona efectiva de corte

Aunque se suele identificar la falla por flexión del pilar con el mecanismo del volteo (*rocking*), a este mecanismo lo tiene que acompañar (eventualmente) el aplastamiento (*crushing*) de la mampostería en las partes comprimidas de las secciones extremas del pilar (Fig. 3.1). El volteo lleva aparejado, en las partes traccionadas de las secciones extremas del pilar, la aparición de grietas en las juntas horizontales. Estas grietas se localizan en un tramo de altura del pilar, disminuyendo su longitud con la altura de localización (Fig. 3.6b). Además, determinan una zona efectiva de corte (D'), en donde pueden producirse modos de falla mixtos (v.g. corte con deslizamiento, sección 3.1.1.4).

3.1.1.3 Falla por corte: agrietamiento diagonal (*diagonal cracking*)

Resistencia al agrietamiento diagonal: enfoques básicos

El modo de falla por agrietamiento diagonal es el que se presenta con mayor frecuencia en las paredes de mampostería sometidas a una combinación de cargas vertical y lateral. La evidencia experimental indica que suele presentarse en pilares de baja relación de aspecto sometidos a elevadas cargas axiales. En cuanto a su fenomenología, se ha descrito en varios trabajos (v.g. Magenes y Calvi 1992; Abrams 1992; Anthoine et al. 1995; Magenes y Calvi 1997; Tomazevic 1996, 1999). Con todo, su característica principal es que el agrietamiento se inicia en el centro del panel y se propaga hacia las esquinas según una de estas dos modalidades: 1) agrietamiento directo (*straight cracking*), ó 2) agrietamiento escalonado (*stepped cracking*), tal como se muestra en la figura 3.7.

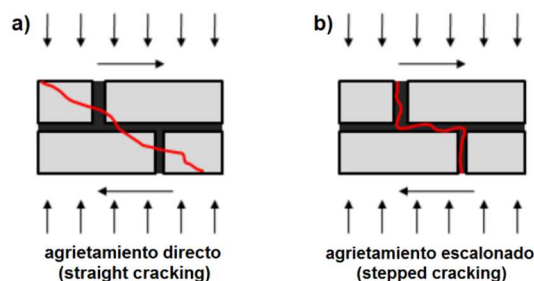


Figura 3.7 Modalidades de agrietamiento diagonal: a) directo; b) escalonado (tomado de Guiassi et al. 2012)

Tratándose de paredes con mampostería de ladrillo antiguo, los trabajos experimentales (Magenes y Calvi 1992; Anthoine et al. 1994) han mostrado, en general, que el inicio del agrietamiento diagonal lleva aparejado el alcance del 80 al 100% de su resistencia máxima. En la literatura se distinguen dos enfoques principales de evaluación simplificada de la resistencia a corte asociada al agrietamiento diagonal: 1) el de Turnsek y Cacovic (1971) y 2) el de Mann y Müller (1982).

El primer enfoque se estableció a partir de los ensayos realizados por Turnsek y Cacovic (1971) y Turnsek y Sheppard (1980) en Ljubljana (Eslovenia) sobre pilares de MNR bajo condiciones de fijación total en sus extremos. La formulación de resistencia que establecen

se basa en la hipótesis de que la mampostería es un material homogéneo e isotrópico, y por tanto en ella no se hace distinción entre el agrietamiento diagonal directo y el escalonado. Bajo la asunción de que el agrietamiento diagonal se produce cuando el esfuerzo principal en el centro del pilar alcanza la resistencia a tracción de la mampostería, propusieron la siguiente formulación de resistencia a corte:

$$V_d = \frac{f_{tu} D t}{b} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{tu}}} \quad (3.2)$$

donde, D es la longitud del pilar; t es el espesor del pilar; f_{tu} representa la resistencia a tracción de la mampostería (determinada mediante ensayos de corte en especímenes de pared); p es la tensión normal sobre el pilar; D es la longitud del pilar; t es el espesor del pilar y b es el parámetro dependiente de la relación de aspecto H/D .

En la formulación original, Turnsek y Cacovic (1971) asumieron $b = 1.5$. Posteriormente, varios autores propusieron expresiones más detalladas para este parámetro. La formulación de mayor aceptación, debida a Benedetti y Tomazevic (1984), propone: $b = 1$ para $H/D \leq 1$; $b = H/D$ para $H/D \in [1 - 1.5]$; $b = 1.5$ para $H/D \geq 1.5$.

El enfoque de Mann y Müller (1982) considera la mampostería como un material heterogéneo y anisótropo. Por ello, dichos autores distinguen entre el agrietamiento diagonal directo y el escalonado. En cuanto al agrietamiento diagonal directo (Fig. 3.7a), bajo la hipótesis de que las unidades de ladrillo son mucho más rígidas que las juntas de mortero, evalúan la resistencia del pilar mediante la fórmula (3.3).

$$V_{d,b} = D t \frac{f_{bt}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (3.3)$$

donde, D es la longitud del pilar; t es el espesor del pilar; p es la tensión normal sobre el pilar; f_{bt} es la resistencia a tracción de la unidad de ladrillo.

En relación con el agrietamiento diagonal escalonado (Fig. 3.7b), cuya falla reside en la junta de mortero, la formulación de resistencia de Mann y Müller (1982), dada por la ec. (3.4b), tiene por fundamento el criterio de Mohr-Coulomb:

$$\tau_u = c + \mu p \quad ; \quad V_d = D t \tau_u \quad (3.4a, 3.4b)$$

donde, τ_u es la resistencia a corte de la mampostería; c es la cohesión de la junta de mortero; μ es el coeficiente de fricción de la junta de mortero; D es la longitud del pilar; t es el espesor del pilar y p es la tensión normal-sobre el pilar $p = P/(Dt)$.

Además, sobre la base del criterio de Mohr-Coulomb, Mann y Müller (1982), consideran un modo de falla mixto/híbrido, que inicia en una grieta por flexión e incluye, normalmente en la fase final de propagación del agrietamiento, deslizamiento en la junta horizontal (Fig. 3.9b). Este modo de falla se describe con mayor detalle en la sección 3.1.1.4. La resistencia correspondiente del pilar consiste en la ec. (3.4b) modificada con la sustitución de la longitud de la pared (D) por una longitud no agrietada efectiva, D' (Fig. 3.6b).

Cabe remarcar, en lo tocante a las formulaciones basadas en el criterio de Mohr-Coulomb, que la aportación más significativa de Mann y Müller (1982) tiene que ver con la consideración del rol de las juntas verticales (*headjoints*) en la resistencia de los pilares. Es usual que los modelos de elementos finitos idealicen la mampostería como la superposición de capas horizontales continuas y homogéneas de arcilla sólida y mortero, despreciando con ello la influencia de las juntas verticales (Gambarotta y Lagomarsino 1994). Debido a ello, el uso de los parámetros de resistencia de la junta horizontal c y μ (obtenidos experimentalmente) en las formulaciones de resistencia (ecs. 2.15 y 2.17) reproducen con buen grado de aproximación la resistencia obtenida a partir de las simulaciones con dichos elementos finitos.

Sin embargo, al ignorar la presencia de las juntas verticales (débiles) se sobrestima la resistencia de los pilares. Ante esto, Mann y Müller (1982) propusieron una corrección de la cohesión y del coeficiente de fricción. En concreto, estos autores recomiendan el uso de un factor κ de corrección a la cohesión y al coeficiente de fricción de la junta de mortero; esto es, $\bar{c} = \kappa c$, $\bar{\mu} = \kappa \mu$, donde:

$$\kappa = \frac{1}{1 + \mu(2\Delta_y/\Delta_x)} \quad (3.5)$$

y siendo Δ_x y Δ_y la longitud y la altura de la unidad de ladrillo, respectivamente.

Los dos enfoques descritos se basan en hipótesis muy diferentes y, por tanto, arrojan distintas predicciones de resistencia al agrietamiento diagonal. Esto puede conducir a subestimaciones severas de la resistencia de los pilares, inaceptables en el contexto de la evaluación de edificios existentes, por lo invasivo y costoso que podría resultar una intervención de rehabilitación. Es importante, entonces, una elección justificada. En este sentido, el trabajo de Calderini et al. (2009) es relevante ya que, en el marco de una revisión crítica de las formulaciones de resistencia para los pilares, proporciona, para las de Turnsek y Cacovic (1971) y Mann y Müller (1982), un criterio de pertinencia en su uso basado en el grado de anisotropía de la mampostería. La investigación de Calderini et al. (2009) se apoyó en las campañas experimentales de Vasconcelos y Lourenzo (2006), en la Universidad de Minho, y la de Bosiljkov et al. (2003), en la Universidad de Ljubljana.

En el trabajo de Vasconcelos y Lourenzo (2006) se ensayaron especímenes de pilar con mampostería de diferentes grados de caoticidad (*chaoticity*), es decir, con distintos grados de regularidad en forma y tamaño de las unidades de mampostería. En el de Bosiljkov et al.

(2003), en cambio, se ensayaron especímenes de pilar caracterizados por unidades de mampostería regulares, pero ensambladas con diferentes tipos de mortero. Así, en Calderini et al. (2009) se compararon las resistencias obtenidas en dichos trabajos experimentales con aquellas obtenidas mediante las dos formulaciones en cuestión. Concluyeron que el modelo de Mann y Müller (1982) resulta más apropiado para los pilares caracterizados por un patrón regular (baja caoticidad) de la mampostería y por unidades mucho más resistentes y rígidas que las juntas de mortero (esto es, pilares con un claro comportamiento anisotrópico), en tanto que el modelo de Turnsek y Cacovic (1971) resulta más apropiado para pilares caracterizados por un patrón irregular (alta caoticidad) de la mampostería y por una relación de resistencias de la junta de mortero y de la unidad de mampostería cercana a la unidad (esto es, pilares con comportamiento isotrópico).

El grado de anisotropía del pilar se presenta, entonces, como un buen criterio en la adopción de la formulación apropiada para evaluar su resistencia al fallo por agrietamiento diagonal. Como se ha señalado arriba, la regularidad/caoticidad de la mampostería y la relación de proporción entre resistencias y rigideces de sus materiales constituyentes son indicadores de grado de anisotropía. En relación a este segundo aspecto, en los edificios de mampostería antiguos son esperables morteros débiles. En cuanto a la regularidad de la mampostería, su evaluación (inspección visual) en los casos límite puede parecer trivial; no obstante, en los casos intermedios genera serias dudas, y constituye un asunto abierto (caso “b” en Fig. 3.8).



Figura 3.8 Grados de regularidad en las paredes de mampostería (tomado de Calderini et al. 2009)

En lo que respecta a este trabajo, su objeto de estudio, un edificio típico del Eixample, posee paredes en las que las unidades de ladrillo están dispuestas con un patrón de regularidad equiparable al mostrado en el caso “a” de la Figura 3.8a. Por otro lado, tratándose de un edificio antiguo, la hipótesis de mortero débil es plausible. Por tanto, un comportamiento anisotrópico regiría para los pilares y las formulaciones de Mann y Müller (1982) serían las más apropiadas para evaluar su resistencia al agrietamiento diagonal.

Resistencia de pilares al agrietamiento diagonal: adopción de propuesta de Magenes y Calvi (1997)

En el trabajo de Magenes y Calvi (1997) se discuten las formulaciones de resistencia para los pilares, en particular las asociadas al agrietamiento diagonal. La formulación de Turnsek y Cacovic (1971) se descartó debido a sus hipótesis poco realistas sobre la mampostería (material homogéneo e isótropo), lo que muestra claramente la orientación de dicho trabajo

hacia las paredes con unidades de mampostería regulares. De este modo, en lo tocante a la resistencia al agrietamiento diagonal, el interés se centró en las formulaciones de Mann y Müller (1982), alcanzando un refinamiento con la incorporación de factores de corrección.

Es conocido, a partir de resultados experimentales, que la relación de aspecto (H/D) influencia la resistencia de corte de los pilares de mampostería. Por ello, algunas fórmulas de resistencia introducen un factor de corrección basado en la relación de aspecto. Magenes y Calvi (1997) implementaron en elementos finitos y validaron con varios trabajos experimentales (Anthoine et al. 1994; Calvi y Magenes 1994; Magenes et al. 1995) el modelo constitutivo desarrollado para mampostería de ladrillo (macizo) por Gambarotta y Lagomarsino (1994, 1997). Las simulaciones numéricas en paredes con diferentes condiciones de borde sometidas a carga lateral y de compresión llevaron a Magenes y Calvi (1997) a concluir que, comparada con la relación de aspecto, la relación de corte (α_v) incide de modo más determinante en la resistencia de los pilares al agrietamiento diagonal. Esto es plausible, ya que la relación de corte es un parámetro que considera las condiciones de borde y la relación de aspecto del pilar, como se puede constatar en su definición:

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi' H_d}{D} \quad (3.6)$$

donde, α_v es la relación de corte del pilar; H_0 es la altura del punto de momento nulo; H_d es la altura deformable del pilar (determinada a partir de la regla de discretización expuesta en 2.2.1) y ψ' es el factor que considera las condiciones de borde del pilar (0.5: restringido a la rotación en ambos extremos; 1: en cantiléver).

En este trabajo, se consideró el agrietamiento diagonal en sus dos modalidades (directo y escalonado), caracterizadas en términos de resistencia por las formulaciones de resistencia propuestas por Magenes y Calvi (1997). Dichas formulaciones, como ya se ha señalado, consisten en versiones corregidas de las establecidas por Mann y Müller (1982), las cuales se irán explicitando en el texto que sigue, tras una breve descripción de los dos modos de falla.

Agrietamiento diagonal directo

El agrietamiento directo, denominado también de tracción por corte (*shear-tensile cracking*), está asociado a la superación del límite de tracción por corte de las unidades de ladrillo. Como se ha señalado, suele presentarse en pilares de baja relación de aspecto y ante cargas axiales importantes. Además, un mortero fuerte es la característica que marca la diferencia con el agrietamiento escalonado. El criterio de resistencia asumido en esta investigación es aquel propuesto por Mann y Müller (1982), modificado por la inclusión del factor de corrección ($1+\alpha_v$) en el denominador (Magenes y Calvi, 1997):

$$V_{d,b} = D t \frac{f_{bt}}{2.3(1+\alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (3.7)$$

donde, p es la tensión normal sobre el pilar; f_{bt} es la resistencia a tracción de la unidad de ladrillo; α_v es la relación de corte y $(1+\alpha_v)$ es el factor de corrección, que considera la influencia de la relación de aspecto y de las condiciones de borde en la resistencia a corte de las paredes.

Con respecto a la relación de corte α_v y, específicamente, al factor ψ' , para decidir sus valores se desarrollaron análisis *pushover* preliminares sobre las paredes estudiadas, asumiendo dos condiciones de borde: 1) totalmente restringido: $\psi'=0.5$ y 2) cantilever: $\psi'=1$. A partir de la comparación de las curvas *pushover* obtenidas (bajo las adopciones señaladas) con las curvas de referencia obtenidas por Calvi y Magenes (1994) y por Magenes et al. (2004), se decidió adoptar $\psi' = 1$ en el caso de las paredes de Pavia (*door-wall* y *window wall*) y $\psi' = 0.5$ en el caso de la pared “D” del edificio en vía Verdi (Proyecto Catania). Esto significa, concretamente en relación con las paredes de Pavia, que las condiciones de borde de sus pilares tienden a ser en cantiléver antes que totalmente restringido a rotación. Puesto que la comparación se centró en los parámetros de rigidez elástica y la capacidad de cortante en la base, se utilizaron relaciones fuerza-desplazamiento bi-lineales para los miembros de MNR en la modelización de las paredes.

Agrietamiento diagonal escalonado

El agrietamiento escalonado, asociado a la falla de las juntas de mortero horizontales y verticales, se presenta bajo las mismas condiciones que el agrietamiento directo, pero con la particularidad de juntas de mortero débiles. El criterio de resistencia asumido aquí consiste en la fórmula de Mann y Müller (1982) modificada por el factor de corrección $(1+\alpha_v)$ de Magenes y Calvi (1997):

$$V_d = Dt \left(\frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v} \right) \quad (3.8)$$

donde, c es la cohesión de la junta de mortero; μ es el coeficiente de fricción de la junta de mortero y p es la tensión normal sobre el pilar ($p=P/(Dt)$). Además, recogiendo la aportación hecha por Mann y Müller (1982) en relación con el desempeño de las juntas verticales de mortero en la resistencia de los pilares, se modificaron la cohesión y el coeficiente de fricción de la junta de mortero con el factor κ de corrección (ec. 3.5); esto es, $\bar{c} = \kappa c$, $\bar{\mu} = \kappa \mu$.

3.1.1.4 Modos de falla mixtos: corte con deslizamiento (shear sliding)

El modo de falla por deslizamiento no suele producirse de manera exclusiva o como modo de falla puro (Figura 3.9a), ya que requeriría paredes con muy baja relación de aspecto y sometidas a cargas axiales bajas (más bajas que aquellas que provocarían agrietamiento diagonal), condiciones infrecuentes en la práctica. Prueba de ello son las varias campañas experimentales en las que no se reporta su ocurrencia (v.g. Magenes y Calvi 1992; Magenes

y Calvi 1994; Magenes et al. 2008). En el modelo propuesto en este trabajo, al igual que en la mayoría de los existentes en la literatura (v.g. Magenes y Della Fontana 1998; Magenes 2000; Lagomarsino et al. 2013), se ha optado por ignorar este modo de falla.

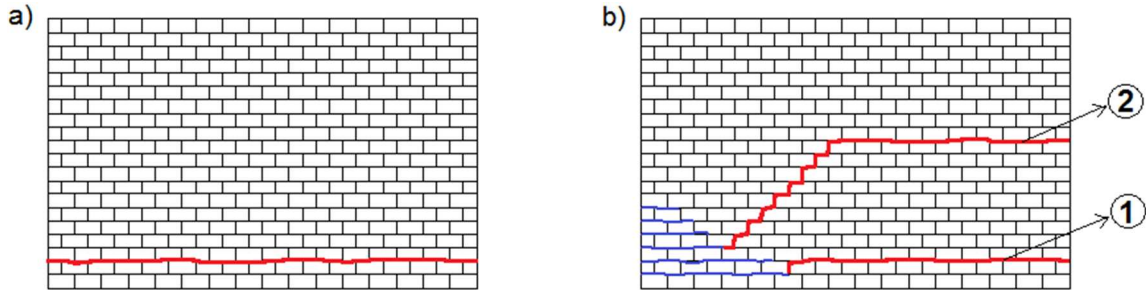


Figura 3.9 Deslizamiento en la junta horizontal: a) modo puro; b) modo mixto/híbrido

Precisamente, los resultados de campañas experimentales (Abrams y Shah 1992; Magenes y Calvi 1992; Magenes y Calvi 1994; Bosiljkov et al. 2003; ElGawady et al. 2005) han evidenciado que el deslizamiento en la junta horizontal puede presentarse con relativa frecuencia, pero como un modo de falla mixto/híbrido. Las formas típicas en que se presenta son las esquematizadas en la figura 3.9b. El aspecto común de estas fallas es su fase inicial de grieta debida al mecanismo de volteo (*rocking*) que se ha desarrollado sin llegar al aplastamiento en el otro extremo de la base de la pared. Luego, el deslizamiento en la junta suele presentarse siguiendo una de las dos modalidades de patrón de agrietamiento final mostrados en la figura 3.9b. Cada una de estas dos modalidades se caracterizan por: 1) una extensión de una de las grietas por flexión, o 2) una fase de transición de agrietamiento diagonal escalonado.

Magenes y Calvi (1997), que en campañas experimentales previas habían detectado este modo de falla (Magenes y Calvi 1992; Magenes y Calvi 1994), lo corroboraron con simulación numérica utilizando elementos finitos no lineales. Además, comprobaron que la fórmula propuesta por el Eurocódigo 6 (CEN 1994) para la resistencia a corte de paredes de mampostería evalúa aceptablemente la resistencia de la pared a un modo de falla mixto con deslizamiento en la junta horizontal. Dicha fórmula incorpora como variable una longitud no agrietada efectiva (D'), que considera una porción en la base de la pared agrietada por flexión. Típicamente, esta longitud no agrietada se calcula despreciando la resistencia a tracción de la junta horizontal de mortero y asumiendo una distribución simplificada (constante o lineal) de los esfuerzos de compresión. Magenes y Calvi (1997) mejoraron la calidad predictiva de la fórmula del Eurocódigo 6 (CEN 1994), incluyendo la relación de corte α_v en la deducción de D' :

$$D' = \beta D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) D \quad (3.9)$$

donde, D' es la longitud no agrietada efectiva; β es el factor de consideración de agrietamiento en la base del pilar; V es la fuerza lateral sobre el pilar; P es la carga de compresión sobre el pilar y D es la longitud total del pilar.

Así, la capacidad última a este modo de falla, denominado corte con deslizamiento (*shear sliding*), se calculó mediante las ecuaciones (3.10). Al igual que en el caso del agrietamiento diagonal escalonado, tal como lo recomiendan Magenes y Calvi (1997), se aplicó el factor κ de corrección a la cohesión y al coeficiente de fricción de la junta de mortero ($\bar{c} = \kappa c$, $\bar{\mu} = \kappa \mu$).

$$V_{ss} = D t \tau_{cs} \quad ; \quad \tau_{cs} = \frac{1.5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{p}} \quad (3.10a, 3.10b)$$

donde τ_{cs} es el esfuerzo de resistencia a la falla de deslizamiento con corte (*shear sliding*); c es la cohesión de la junta de mortero; μ es el coeficiente de fricción de la junta de mortero; α_v es la relación de corte propuesta por Magenes y Calvi (1997) y p es la tensión normal sobre el pilar.

Ciertamente, el corte con deslizamiento (*shear sliding*) es un modo de falla menos frecuente que los anteriormente revisados; de hecho, algunos autores (v.g. Chen et al. 2008; Knox e Ingham 2012) no lo consideran en sus modelos. En este trabajo, se ha creído pertinente considerarlo en la respuesta y el desempeño sísmico del EP. En tal sentido, con miras a la modelización, el deslizamiento por corte se asumió como un modo más de falla por corte (Magenes y Calvi 1997), y se controló en los resortes centrales de los macro-elementos tipo pilar (v.g. Magenes y Della Fontana 1998; Pasticier et al. 2008; Amadio et al. 2011).

Así, equiparado el corte con deslizamiento en términos de tipología y de localización a los modos de falla de agrietamiento diagonal, la resistencia a corte del pilar (V_{up}) se evaluó como la de mínimo valor entre las correspondientes al agrietamiento diagonal directo ($V_{d,b}$), al diagonal escalonado (V_d) y al de corte con deslizamiento (V_{ss}), es decir:

$$V_{up} = \min. \{ V_{d,b}, V_d, V_{ss} \} \quad (3.11)$$

3.1.1.5 Interacciones con la carga axial en los pilares

Al usar los modelos de resistencia en pilares, ha de tenerse presente que en sus formulaciones, la carga de compresión es la actuante sobre el pilar, cuyo valor no es constante. En un análisis estático no lineal, en el que la carga lateral se incrementa paso a paso sobre el edificio, a nivel de macro-elemento pilar o viga-dintel las fuerzas internas varían con cada incremento de carga lateral, incluida la carga axial. De modo que las fórmulas de resistencia deberían ser, en realidad, funciones de la carga axial. A estas

funciones de la fuerza axial se las conoce como dominios de resistencia/de interacción P-M ó P-V, dependiendo de si la fuerza interna de interés es el momento o el corte, respectivamente. Los dominios de resistencia pueden obtenerse experimentalmente, variando la carga axial aplicada sobre los especímenes. En la figura 3.10 se muestran los dominios (analíticos) de resistencia para un pilar de MNR obtenidos por Costa (2007). En estos diagramas, la resistencia a flexión puede expresarse en términos de su carga lateral asociada: $V_{fl} = M_u/H_0$.

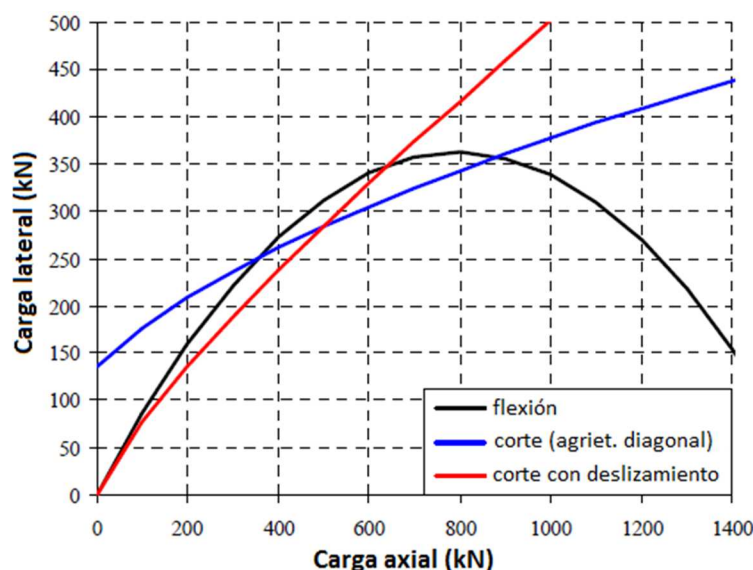


Figura 3.10 Dominios de resistencia en pilares (tomado de Costa, 2007)

La consideración de la interacción con la carga axial supone plantearse un modelo que actualice las resistencias de los pilares en función de sus fuerzas axiales en cada paso del análisis, o bien, establecer para todos los pilares dominios de resistencia como los mostrados en la Figura 3.10. Esta consideración implica un esfuerzo analítico y de implementación importante, y ha sido asumido por algunos códigos especializados en el análisis sísmico de edificios de MNR como SAM (Magenes y Della Fontana 1998; Magenes 2000; Magenes 2006), RAN (Augenti y Parisi 2008; Parisi 2010) y Tremuri (Galasco et al. 2002, 2006; Lagomarsino et al. 2013).

El código de análisis sísmico Ruaumoko (Carr 2007a,b), utilizado en este trabajo, aunque orientado al concreto reforzado y al acero, posee elementos tipo pórtico (*frame*) y tipo resorte (*spring*) de carácter general. Dentro de estos dos tipos generales de elementos, posee subtipos para considerar interacción entre fuerzas internas, en particular, P-M y P-V; pero su modelización no-lineal presenta serias limitaciones. Por ello, en este trabajo se ha obviado la influencia de la interacción con la carga axial, asumiendo en todas las formulaciones de resistencia para los pilares (M_{up} , $V_{d,b}$, V_d , V_{ss}) una fuerza axial constante. En el contexto del análisis *pushover* de un edificio, esta fuerza axial sería la del análisis estático bajo las cargas verticales, antes de aplicación de la carga lateral, como propone el FEMA 356 (2000).

3.1.2 Modos de falla en las vigas-dintel

3.1.2.1 Consideraciones preliminares

Las observaciones de inspección post-terremoto y los ensayos experimentales han evidenciado que en las vigas-dintel (*spandrels*) de MNR se distinguen dos patrones de daño: los asociados a un modo de fallo por flexión y los asociados a un modo de fallo por corte. El agrietamiento asociado a flexión se caracteriza por la formación de grietas aproximadamente verticales en las secciones extremas de confluencia entre la viga-dintel y los pilares; el asociado a corte, en cambio, por un patrón de agrietamiento diagonal. En la figura 3.11 se muestran estos modos de falla, obtenidos por Beyer y Dazio (2012) a partir de ensayos cíclicos cuasi-estáticos.

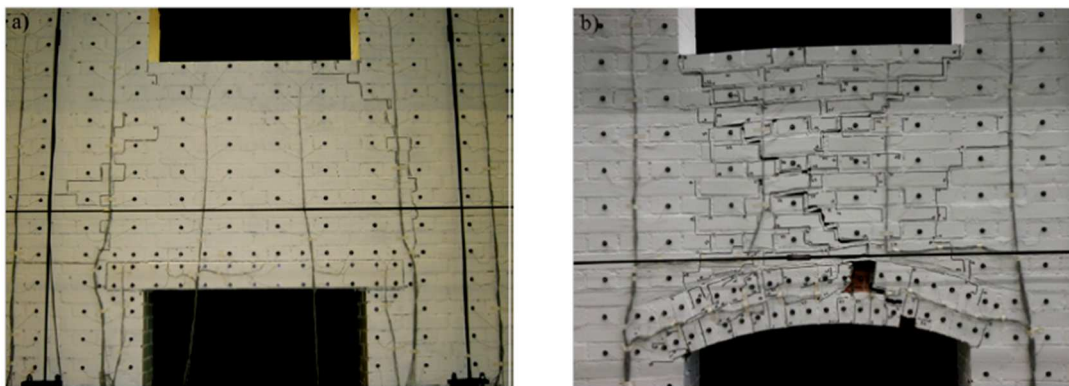


Figura 3.11 Modos de falla en vigas-dintel: a) agrietamiento vertical (flexión); b) agrietamiento diagonal (tomado de Beyer y Dazio, 2012)

El estudio y comprensión del comportamiento sísmico de las vigas-dintel es posterior al de los pilares. Su influencia significativa en el comportamiento sísmico global de los edificios de MNR empieza a reconocerse a finales de la década 1990-2000 (Benedetti et al. 1998; Magenes y Della Fontana 1998). No obstante, los primeros avances relevantes en relación con el comportamiento de las vigas-dintel se produjeron una década después (Cattari 2007; Betti et al. 2008; Gattesco et al. 2008; Cattari y Lagomarsino 2008; Milani et al. 2009; Dazio y Beyer 2010; Parisi y Augenti 2011; Graziotti et al. 2012; Beyer 2012; Beyer y Dazio 2012). Una revisión de los trabajos experimentales y de los modelos de resistencia propuestos (en códigos y en la literatura) puede encontrarse en Beyer y Mangalathu (2013).

En lo concerniente a la investigación experimental sobre vigas-dintel, los especímenes de ensayo consisten en un sub-ensamble en forma de H conformado por la viga-dintel y las mitades de los pilares adyacentes (Fig. 3.12). El objetivo de los ensayos cíclicos cuasi-estáticos de vigas-dintel es la obtención de histéresis fuerza-desplazamiento de momento y de corte ante condiciones de carga axial controlada. Dado que los resultados experimentales constituyen referentes básicos en la validación de modelos mecánicos, es crucial disponer de

configuraciones de ensayo que reporten resultados confiables. En el caso de las vigas-dintel, se cuenta actualmente con dos configuraciones: por un lado, la de Gattesco et al. (2008) y Graziotti et al. (2009), y por otro, la de Dazio y Beyer (2010). A este respecto, cabe referir que en Dazio y Beyer (2010), uno de los especímenes de ensayo se planificó con dimensiones y características similares (incluyendo la carga axial) a los de Gattesco (2008), alcanzando resultados similares en términos de histéresis fuerza-desplazamiento y de mecanismo de falla. En la figura 3.13 se esquematizan las configuraciones de los ensayos mencionados.

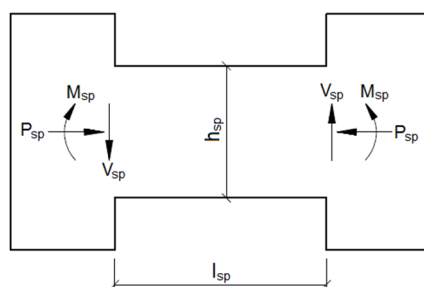


Figura 3.12 Dimensiones básicas y fuerzas internas sobre vigas-dintel

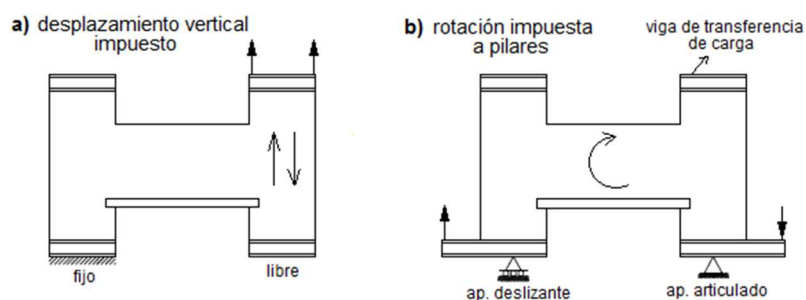


Figura 3.13 Configuraciones de ensayo sobre vigas-dintel: a) Gattesco et al. (2008); b) Dazio y Beyer (2010)

3.1.2.2 Condiciones de borde en vigas-dintel

El comportamiento sísmico de las vigas-dintel en las paredes de MNR está fuertemente condicionado por el comportamiento de los pilares adyacentes. Las características del acoplamiento entre pilar y viga-dintel definen las condiciones de borde de este último macroelemento. Los desplazamientos impuestos a la viga-dintel, el grado de restricción contra deformación axial de la viga-dintel (o la fuerza axial en la viga-dintel) y los esfuerzos verticales inducidos a la viga-dintel desde los pilares son las variables más representativas de estas condiciones de borde. Evidentemente, estas variables influyen significativamente sobre la resistencia de las vigas-dintel. En Cattari (2007), Cattari y Lagomarsino (2008) y Beyer (2012) se examinan y describen a partir de simulaciones con elementos finitos; aquí reseñaremos brevemente sus resultados más relevantes.

Demanda de desplazamientos sobre la viga-dintel

La demanda de desplazamiento en las vigas-dintel es una función de los desplazamientos de los pilares adyacentes y de la geometría de pilares y vigas-dintel (Figs. 3.12 y 3.14a). El desplazamiento (Δ_{sp}) y la rotación (θ_{sp}) de una viga-dintel pueden calcularse en los siguientes términos:

$$\Delta_{sp} = \Delta y_{pilar1} - \Delta y_{pilar2} + \theta_{pilar1} \left(a_1 + \frac{l_{sp}}{2} \right) + \theta_{pilar2} \left(a_2 + \frac{l_{sp}}{2} \right) \quad ; \quad \theta_{sp} = \frac{\Delta_{sp}}{l_{sp}} \quad (3.12a, 3.12b)$$

donde, $\Delta y_{pilar,i}$ y $\theta_{pilar,i}$ son el desplazamiento vertical y la rotación de la cuerda del eje del pilar “i” en la altura de la viga-dintel; a_i es la distancia entre el eje del pilar y la sección donde inicia la viga-dintel y l_{sp} es la longitud de la viga-dintel (Fig. 3.14b).

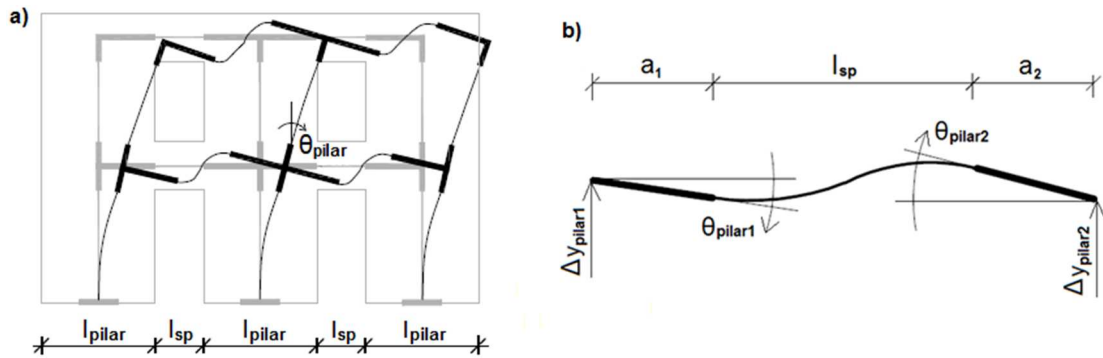


Figura 3.14 a) Deformación de pórtico equivalente sujeto a cargas laterales; b) Deformación de viga-dintel en función de las demandas de desplazamiento de los pilares adyacentes (adaptado de Beyer y Dazio, 2012)

En el caso de una pared con aberturas y dimensiones de pilares regulares, las ecuaciones 3.12a y 3.12b se simplifican del siguiente modo:

$$\Delta_{sp} = \theta_{pilar} (l_{pilar} + l_{sp}) \quad ; \quad \theta_{sp} = \theta_{pilar} \frac{(l_{pilar} + l_{sp})}{l_{sp}} \quad (3.13a, 3.13b)$$

donde, θ_{pilar} es la rotación de pilar promedio en la altura de la viga-dintel y l_{pilar} es la longitud del pilar. La ec. (3.13b) muestra que en una pared regular la demanda de rotación sobre las vigas-dintel es mayor que la demanda de rotación sobre los pilares.

Esfuerzos verticales en la viga-dintel

Es conocido que en los extremos de las vigas-dintel se produce un bulbo de esfuerzos verticales, inducido por los esfuerzos verticales de compresión en los pilares (sometidos a su peso propio y a las sobrecargas verticales). Estos esfuerzos verticales compresivos juegan un rol importante en la estimación de las fuerzas de fricción que se transmiten por las juntas horizontales de la viga-dintel en las secciones cercanas a los pilares. Las simulaciones numéricas (Cattari 2007; Beyer 2012) evidencian que las tensiones verticales en la viga-dintel (σ_{sp}) disminuyen a lo largo de su longitud, desde la sección extrema hasta su sección media, lo cual Beyer (2012) expresa en los siguientes términos:

$$\sigma_{sp} = \gamma(x) \cdot \sigma_{pilar} \quad (3.14)$$

donde: $\gamma(x)$ es una función de posición a lo largo del eje de la viga-dintel y σ_{pilar} es la tensión normal media en los pilares.

En la figura 3.15 se muestran curvas variación de los esfuerzos verticales para una familia de vigas-dintel con tres diferentes relaciones de aspecto h_{sp}/l_{sp} . En tales curvas (Beyer 2012), los esfuerzos verticales están representados, a nivel de sección, en términos de esfuerzo vertical medio sobre la altura de la viga-dintel. Los esfuerzos verticales en los extremos de las vigas-dintel son relevantes en la evaluación de la resistencia a flexión de las vigas-dintel. FEMA 306 (1998) sugiere estimarlos como $\sigma_{sp} = 0.5\sigma_{pilar}$; Cattari y Lagomarsino (2008), a partir de resultados de simulación numérica, recomiendan $\sigma_{sp} = 0.65\sigma_{pier}$, resultado que está en buen acuerdo con los de la figura 3.15, obtenidos por Beyer (2012).

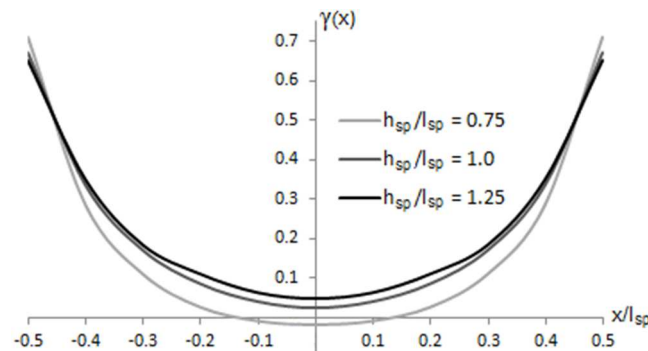


Figura 3.15 Variación de esfuerzos verticales medios en la viga-dintel (adaptado de Beyer, 2012)

Fuerza axial en la viga-dintel

En el marco de la respuesta de un edificio de MNR ante la acción sísmica, la fuerza axial en la viga-dintel varía como una función de la demanda de desplazamiento en la viga-dintel. Cuando la viga-dintel empieza a agrietarse, tiende a alargarse y a presionar contra los pilares adyacentes. No es esperable, por tanto, que su fuerza axial sea constante (asunción de

códigos, y la más común en estudios de evaluación sísmica) sino, más bien, que se incrementa.

Beyer y Dazio (2012), a partir de de cuatro ensayos cíclicos cuasi-estáticos de ensambles viga-dintel y pilares adyacentes, obtuvieron envolventes fuerza-desplazamiento. En la figura 3.16 se muestran las correspondientes a las vigas-dintel con dintel de madera (*timber lintel*). Las configuraciones de estos ensayos constituyeron aproximaciones de las condiciones de borde reales de las vigas-dintel. Tanto las fuerzas verticales en los pilares como la carga axial en las vigas-dintel se simularon/controlaron mediante el uso de varillas de anclaje (*tie rods*) y gatos de núcleo hueco. Concretamente, en el caso de carga axial no constante (curvas- $P_{sp}=P_{sp}(\theta)$ en Fig. 3.16), Beyer y Dazio (2012) constataron que, con el agrietamiento de la viga-dintel la tensión en la varilla de anclaje se incrementaba, y por tanto la fuerza axial en la viga-dintel. Además, comprobaron que a este aumento en la carga axial iba asociado un incremento de la resistencia a carga lateral (Fig. 3.16).

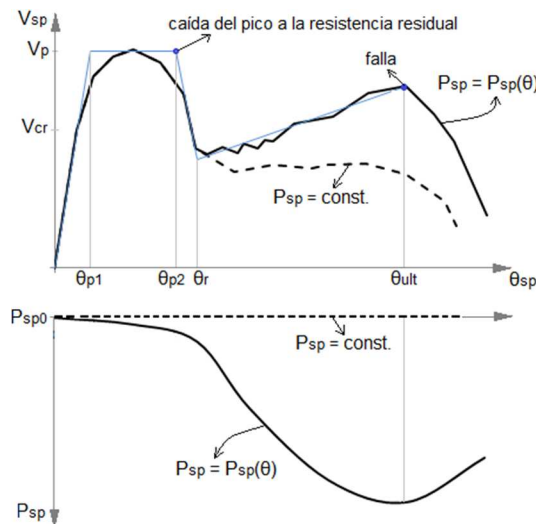


Figura 3.16 Dependencia de la resistencia de corte de la viga-dintel (V_{sp}) y de la fuerza axial actuante sobre la viga-dintel, P_{sp} (adaptado de Beyer, 2012)

Con relación a la figura 3.16, cabe remarcar que las formas de envolvente fuerza-desplazamiento V_{sp} vs. θ obtenidas por Beyer y Dazio (2012) son similares a las de otros autores y pueden considerarse representativas del comportamiento de las vigas-dintel. La parte de la curva V_{sp} vs. θ entre las rotaciones θ_r y θ_{ult} es conocida en la literatura como *resistencia residual* (resistencia remanente en los elementos después de una caída importante de resistencia). Al comparar dicha envolvente con la curva fuerza-desplazamiento a corte típica de los pilares, se pueden destacar tres diferencias, todas ellas asociadas al comportamiento post-pico: 1) primera caída de resistencia mucho más pronunciada, 2) mecanismo de resistencia residual más estable, 3) mayor capacidad de deformación última (2% - 4%).

La influencia de la carga axial en una viga-dintel también se evidencia en su resistencia pico (*peak strength*), sobre todo si el modo de falla es por flexión (Cattari y Lagomarsino 2008; Milani et al. 2009). Así, en rigor, la carga axial debería intervenir en los modelos de resistencia de las vigas-dintel. Esto no es sencillo ya que en un análisis estático no lineal, la carga axial en las vigas-dintel (al igual que en los pilares) varía con cada incremento de carga lateral. Tal consideración implicaría el establecimiento de dominios de resistencia para las vigas-dintel. En este trabajo, al igual que con los pilares, no se consideran para las vigas-dintel interacciones entre sus fuerzas internas.

Por otra parte, a falta de dominios de resistencia (v.g. diagramas de interacción P-V, P-M), la literatura no aporta estimaciones de la carga axial actuante en las vigas-dintel. A este respecto, el Código Sísmico Italiano OPCM 3431 (OPCM 2005) establece formulaciones de resistencia de las vigas-dintel diferenciando entre las que consideran la carga axial conocida y las que la consideran desconocida, pero no sugiere estrategias de estimación de dichas cargas axiales. Ante esta indefinición, aceptando (a partir de los estudios de simulación) que la fuerza axial en una viga-dintel es pequeña antes de producirse en ella la caída de resistencia (Fig. 2.22), el código FEMA 306 (FEMA 306 1998) y algunos autores (v.g. Gattesco y Macorini 2008) asumen en sus formulaciones de resistencia una carga axial nula ($P_{sp} = 0$). Esta asunción se adoptó en el presente trabajo, de modo que en las formulaciones de resistencia que siguen, se cumple $P_{sp} = 0$.

3.1.2.3 Falla por flexión: agrietamiento vertical

El agrietamiento por flexión es típico de vigas-dintel esbeltas sometidas a pequeñas cargas axiales, y se caracteriza por un mecanismo de balanceo (*rocking*) acompañado por la formación de grietas aproximadamente verticales. Al inicio, estas grietas suelen pasar a través de las juntas horizontales y verticales; luego, a medida que las grietas ganan en anchura, las unidades de ladrillo fallan y, a partir de entonces, las grietas atraviesan las juntas verticales y las unidades de ladrillo. La influencia del dintel de apoyo (de madera o en arco) sobre el comportamiento de la viga-dintel, y en particular su contribución a la resistencia residual, no está aún debidamente estudiada (Beyer 2012).

Con respecto a la evaluación de la resistencia a flexión de la viga-dintel, en desconocimiento de la carga axial, la única vía existente, actualmente, es la propuesta por el FEMA 306 (1998). Esta propuesta distingue entre la resistencia pico y la resistencia residual, a las que denomina resistencia no agrietada (*uncracked strength*) y resistencia agrietada (*cracked strength*). La resistencia pico se deriva a partir de los esfuerzos de corte desarrollados en las juntas horizontales entre los ladrillos y la junta de mortero entre paredes simples (en caso de tener una pared doble o triple) en la línea de confluencia entre el pilar y la viga-dintel y debidos a la abertura de grietas por flexión. Tales esfuerzos son asumidos en el campo elástico, esto es, con una distribución lineal en toda la altura de la viga-dintel y un eje neutro coincidente con el eje del elemento (Fig. 3.17).

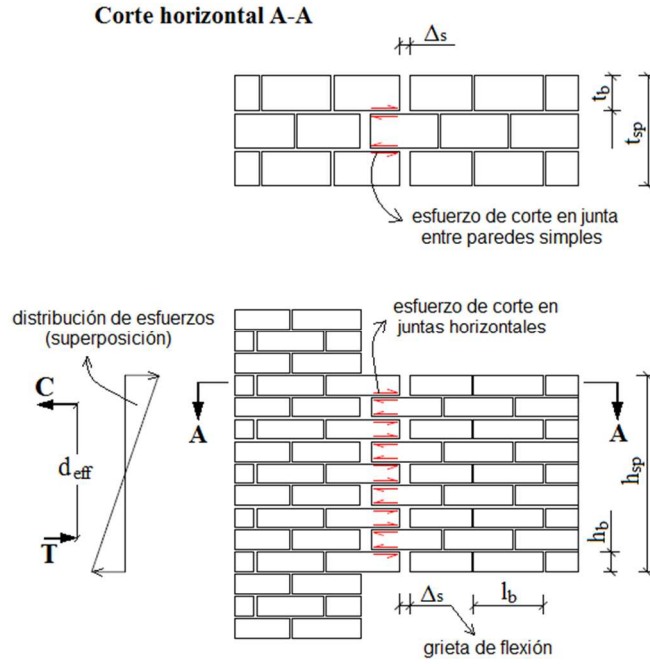


Figura 3.17 Geometría y asunciones de FEMA 306 (1998) para la evaluación de la resistencia a flexión de vigas-dintel

Sobre la base de una pared compuesta (Fig. 3.17), se consideran dos mecanismos contribuyentes a la resistencia de la falla por flexión: 1) la resistencia a corte de las juntas horizontales de mortero, y 2) la resistencia a corte de la capa de mortero entre las paredes simples. Evidentemente, en caso de tratarse de una pared simple, no se considerará este segundo mecanismo.

En relación con el primer mecanismo contribuyente, FEMA 306 (1998) evalúa la resistencia a corte de las juntas de mortero mediante la relación de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (3.15)$$

donde, c es la cohesión, μ es el coeficiente de fricción y σ es la tensión normal sobre la junta horizontal de mortero. Con la introducción de factores de seguridad y de corrección y asumiendo $\mu = 1$, FEMA 306 evalúa la resistencia al primer mecanismo (f_{bj}) como:

$$f_{bj} = 0.5 (0.75 c + \gamma_{sp} \sigma_{pilar}) \quad (3.16)$$

donde, $(\gamma_{sp} \sigma_{pilar})$ es la tensión normal sobre las juntas horizontales en los extremos de la viga-dintel, estimada como un porcentaje (γ_{sp}) de σ_{pilar} ; siendo σ_{pilar} la tensión normal promedio en los pilares adyacentes a la viga-dintel. FEMA 306 recomienda un porcentaje $\gamma_{sp} = 0.5$. En este trabajo, se ha preferido usar $\gamma_{sp} = 0.65$ (Cattari y Lagomarsino 2008) que, como ya se ha señalado, es más representativo de los esfuerzos verticales en los extremos de las vigas-dintel

En lo tocante a los factores de la ec. (3.16), 0.5 se trata de un factor de seguridad que puede obviarse en estudios de evaluación (como el que nos ocupa). El factor 0.75, en cambio, es un factor de corrección para el caso en que la resistencia cohesiva se determine mediante ensayos *in situ*; si dicha resistencia se determina mediante *triplet tests*, puede omitirse (hacerse igual a la unidad). Así (asumiendo el factor de 0.75 y con $\gamma_{sp} = 0.65$), la resistencia a corte de las juntas horizontales viene dada por:

$$f_{bj} = (0.75c + 0.65\sigma_{pilar}) \quad (3.17)$$

FEMA 306 (1998) evalúa el segundo mecanismo de resistencia a partir de la cohesión de la capa de mortero entre las paredes simples de la pared compuesta, en los siguientes términos (igualando a la unidad el factor de seguridad):

$$f_{sj} = 0.75c \quad (3.18)$$

Estas contribuciones, superpuestas linealmente, producen las fuerzas resultantes de compresión y tensión que se muestran en la figura 3.17. La resistencia a la falla por flexión se evalúa como el producto de una de estas resultantes ($T = C$) y el brazo efectivo (d_{eff}) entre ellas. FEMA 306 (1998) basa su formulación en la estimación de la tensión resultante (aunque podría pensarse en formulaciones alternativas a partir de la determinación de la fuerza de compresión), razón por la cual suelen denominarse a los mecanismos resistentes (f_{bj} y f_{sj}) como de *resistencia a la tensión equivalente*. Así, teniendo en cuenta que f_{bj} y f_{sj} representan esfuerzos locales (a nivel de unidad de ladrillo), FEMA 306 evalúa la resistencia al modo de falla por flexión de la viga-dintel del siguiente modo:

$$M_{sp} = d_{eff} \cdot (f_{bj} \cdot t_{sp} \cdot b_{eff} + f_{sj} \cdot b_{eff} \cdot h_b \cdot (NB - 1)) \cdot \eta \quad (3.19)$$

donde: d_{eff} es el brazo efectivo; t_{sp} es el espesor de la pared (la de la unidad de ladrillo, en el caso de una pared simple; la suma de los espesores de cada pared simple, en el caso de paredes compuestas); b_{eff} es el ancho efectivo de la unidad de ladrillo; h_b es la altura de la unidad de ladrillo; NB es el número de hiladas de ladrillo; $(NB - 1)$ es el número de interfaces de mortero entre paredes simples de pared compuesta, y η es el factor para estimar esfuerzo promedio en la viga-dintel no agrietada. Finalmente, con respecto a las variables que figuran en la ec. (3.19), FEMA 306 proporciona las siguientes estimaciones:

$$d_{eff} = \frac{2}{3}h_{sp} \quad ; \quad b_{eff} = \frac{l_b}{2} \quad ; \quad \eta = \frac{NR}{2} \quad ; \quad NR = 0.5 \cdot \frac{h_{sp}}{h_b} \quad (3.20)$$

donde, h_{sp} es la altura de la viga-dintel; l_b es la longitud de la unidad de ladrillo; NR es el número de filas de juntas horizontales de mortero.

3.1.2.4 Falla por corte: agrietamiento diagonal

En general, las vigas-dintel poco esbeltas (*squat spandrels*) con altas cargas axiales son proclives a un modo de fallo por corte. Básicamente, se manifiesta como un agrietamiento diagonal que se propaga desde el centro hacia las esquinas y, al igual que los pilares, según una de estas dos modalidades: 1) agrietamiento escalonado (*stepped cracking*) ó 2) agrietamiento directo (*straight cracking*).

Sobre la evolución del agrietamiento diagonal, cabe precisar que suele presentarse en dos fases. Una fase A, en la cual se activa un modo de falla de flexión con la abertura de juntas verticales (*head joints*) en las esquinas de la viga-dintel sometidas a los máximos esfuerzos de tensión. Luego, a la vez que se detiene el agrietamiento por flexión, se activa una fase B de agrietamiento diagonal, convirtiéndose en el modo de falla predominante. En la figura 3.18, obtenida con simulación numérica en Cattari y Lagomarsino (2008), se ilustra este modo de falla en dos fases.

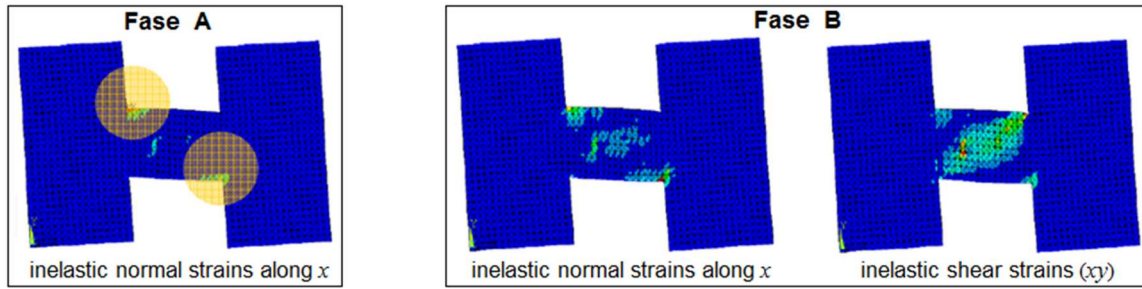


Figura 3.18 Simulación de comportamiento sísmico de viga-dintel con falla de corte: Fase A: abertura de juntas verticales; Fase B: agrietamiento diagonal

El agrietamiento diagonal se inicia en el centro de la viga-dintel, que es donde los esfuerzos verticales son mínimos y la resistencia a corte de las juntas horizontales es mínima (Fig. 3.15). A partir del centro, el agrietamiento se propaga hacia las esquinas en una de las dos modalidades mencionadas. En relación con el agrietamiento diagonal escalonado (que atraviesa juntas horizontales y verticales), el obviar la carga axial en las vigas-dintel ($P_{sp}=0$) se traduce en la omisión del aporte de resistencia al corte de las juntas verticales. Así, considerando únicamente las propiedades de las juntas horizontales, la resistencia al agrietamiento escalonado (V_{sp1}) está regida por la ley de Mohr-Coulomb:

$$\tau_{\max} = c + \mu \cdot \gamma_0 \cdot \sigma_{\text{pilar}} \quad ; \quad V_{sp1} = \tau_{\max} \cdot h_{sp} \cdot t_{sp} \quad (3.21a, 3.21b)$$

donde, c y μ son la cohesión y el coeficiente de fricción, respectivamente; ($\gamma_0 \sigma_{\text{pilar}}$) es la tensión vertical sobre las juntas horizontales en el eje centroidal de la viga-dintel.

A partir de esta formulación de resistencia (ecs. 3.21a,b), Magenes y Della Fontana (1998), considerando el bajo nivel de esfuerzos verticales en el centro de la viga-dintel ($\gamma_0 \sigma_{\text{pilar}} = 0$) y

sustituyendo la cohesión por la cohesión reducida ($\bar{c} = \kappa c$), evaluaron la resistencia al agrietamiento diagonal en los siguientes términos:

$$V_{sp1} = h_{sp} t_{sp} \bar{c} \quad (3.22)$$

donde, h_{sp} es la altura de la viga-dintel (*spandrel*); t_{sp} es el espesor de la viga-dintel; y \bar{c} es la cohesión reducida de la junta de mortero horizontal estimada con la ec. 3.5 (Mann y Müller 1982).

Ahora bien, si la falla por corte causa agrietamiento diagonal directo, la resistencia de la viga-dintel puede determinarse de manera similar a como se procede con los pilares (Magenes 2000). Así, se ha optado por la fórmula (3.5) propuesta por Magenes y Calvi (1997), con $p = p_{sp}$, esto es:

$$V_{sp2} = h_{sp} t_{sp} \frac{f'_{bt}}{2.3 (1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p_{sp}}{f'_{bt}}} \quad (3.23)$$

donde, f'_{bt} es la resistencia a tensión directa de los ladrillos y α_v es la relación de corte de la viga-dintel, la cual puede estimarse como $\alpha_v = l_{sp}/2h_{sp}$ (Beyer 2012); $p_{sp} = 0$ (carga axial desconocida).

La modalidad de agrietamiento diagonal que conduce a la falla corresponde a la de menor resistencia; así, la resistencia al agrietamiento diagonal de la viga-dintel, V_{us} , viene dada por:

$$V_{us} = \min. \{V_{sp1}, V_{sp2}\} \quad (3.24)$$

3.2 Modelos fuerza-desplazamiento de los macro-elementos propuestos

3.2.1 Modelos fuerza-desplazamiento de los pilares

3.2.1.1 Propuestas clásicas

En el contexto de la evaluación sísmica basada en análisis estático no lineal, los modelos fuerza-desplazamiento de miembros estructurales constituyen idealizaciones a partir de las envolventes de sus respuestas ante cargas cíclicas (Fig. 3.19). En cuanto a la caracterización de la respuesta no lineal pilares de MNR, los programas de investigación desarrollados por Tomazevic *et al.*, en Ljubljana, Eslovenia (Tomazevic *et al.* 1996; Tomazevic 1999) y por Magenes y Calvi (1997), en la Universidad de Pavia, sugirieron idealizaciones de tipo bilineal y tri-lineal como modelos fuerza-desplazamiento (Fig. 3.20). Magenes y Calvi (1997) se adscribieron a la recomendación de idealización bilineal de Tomazevic *et al.* (1996), representada en la figura 3.20a.

Desde entonces y hasta 2012, dichas idealizaciones, sobre todo la bilineal, se han adoptado en códigos y las han usado investigadores en sus análisis de evaluación sísmica. Ejemplo destacable de lo segundo es el trabajo de Ahmad et al. (2010, 2011) que, en el marco del proyecto europeo SYNER-G (Crowley et al. 2011), evaluaron mediante análisis dinámico no lineal (ADNL) el comportamiento sísmico de siete edificios modernos de MNR. En estas evaluaciones sísmicas se usó la aproximación de pórtico equivalente y se probaron los modelos fuerza-desplazamiento bilineal y tri-lineal. La contrastación de demandas de desplazamiento reportadas por el ADNL y por una variante ad-hoc del Método del Espectro de Capacidad, mostró que la histéresis (bilineal) modificada de Takeda con una descarga tipo Emori, $\beta=0.6$, es la que reporta la mejor aproximación.

El modelo bilineal corresponde a un comportamiento elasto-plástico frágil, y el tri-lineal, a uno que exhibe fases de endurecimiento (*hardening*) y ablandamiento (*softening*). Pese a que el modelo bilineal se adapta bien, en términos de envolvente, a la histéresis de pilares con modo de falla por flexión (Fig. 3.19a), y el modelo tri-lineal, a la histéresis de pilares con modo de falla por corte (Fig. 3.19b), en la práctica se extendió, tanto para pilares como para vigas-dintel, el uso de la idealización bilineal (v.g. Magenes 2000; Galasco et al. 2006).

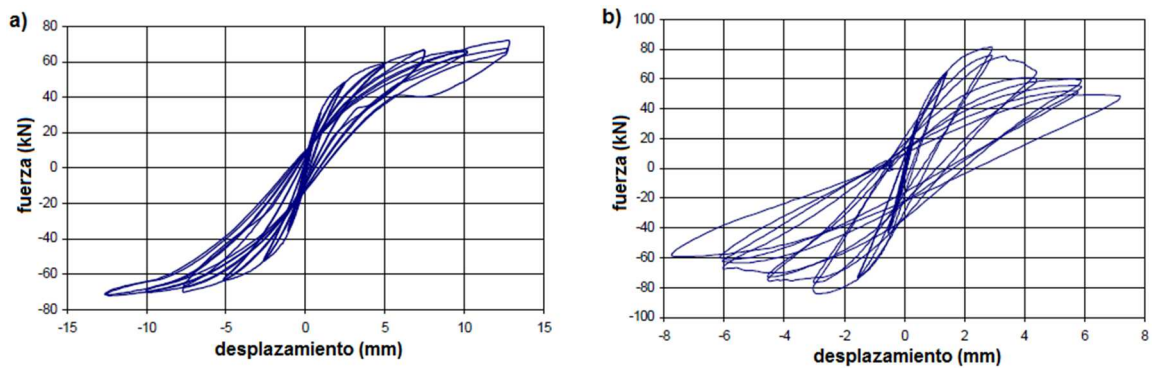


Figura 3.19 Respuestas ante carga cíclica sobre pilares obtenidas por Anthoine et al. (1995): a) modo de falla por flexión; b) modo de falla por corte

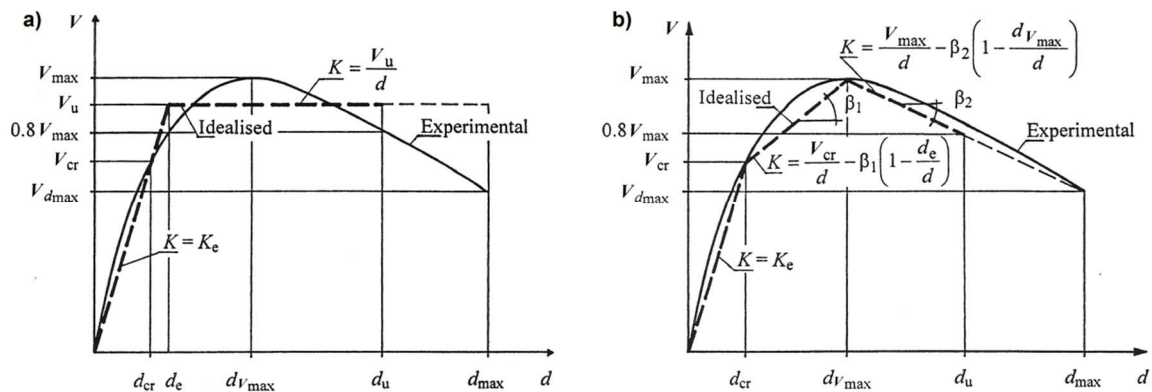


Figura 3.20 Modelos clásicos fuerza-desplazamiento de corte para pilares: a) bi-lineal; b) tri-lineal (adaptado de Tomazevic, 1999)

Con respecto al caso de pilares con modo de falla por corte, se recomendó para el modelo bi-lineal, con el criterio de equivalencia de energías disipadas, la adopción de $V_u = 0.9V_{max}$ (Fig. 3.20a). Para el tri-lineal, Tomazevic (1999), tras comprobar experimentalmente que el valor en que aparece la primera grieta de corte (V_{cr}) se presenta en un rango entre $0.6V_{max}$ y $0.8V_{max}$, recomendó usar $V_{cr} = 0.7V_{max}$. Además, sin llegar a sugerir valores, estableció formulaciones para las rigideces en los tramos de endurecimiento y ablandamiento (Figura 3.20b). La deformabilidad en los modelos fuerza-desplazamiento se convino en expresarla en términos de *drift* (desplazamiento lateral/altura efectiva del pilar). Típicamente, la asunción del modelo bilineal conllevó la adopción de 0.4% como *drift* de falla por corte, y 0.6%, el *drift* de falla por flexión (v.g. CEN 2005; OPCM 2005). Investigadores como Magenes y Abrams (Magenes 2000; Abrams y Magenes 2004; Galasco et al. 2006) consideraron estos límites algo conservadores.

3.2.1.2 Lineamientos actuales y definición de propuesta

A partir del 2010, con el arranque del proyecto europeo PERPETUATE, *PERformance-based aPproach to Earthquake proTection of cUlturAl heriTage in European and mediterranean countries* (Lagomarsino et al. 2012; Lagomarsino y Cattari 2015), se han verificado cambios sustanciales en los modelos fuerza-desplazamiento. Con base en una amplia base de datos de resultados de ensayos experimentales (Bosiljkov y Krzan 2012), Lagomarsino et al. (2012) plantearon, para los miembros de MNR, modelos fuerza-desplazamiento de tipo multi-lineal. Estos modelos son capaces de describir la respuesta de los miembros de MNR (pilares y vigas dintel) hasta niveles muy severos de daño (Calderini et al. 2012; Cattari et al. 2012; Cattari y Lagomarsino 2012). Darían lugar, por tanto, a curvas *pushover* sobre las que podrían establecer de manera más confiable la correlación entre daño y niveles de desempeño. Además, se podrían considerar de modo más realista las singularidades de comportamiento de edificios complejos (v.g. edificios con pisos flexibles). En la figura 3.21b se presenta el modelo fuerza-desplazamiento de la propuesta PERPETUATE para el caso particular de pilares con modo de falla por corte.

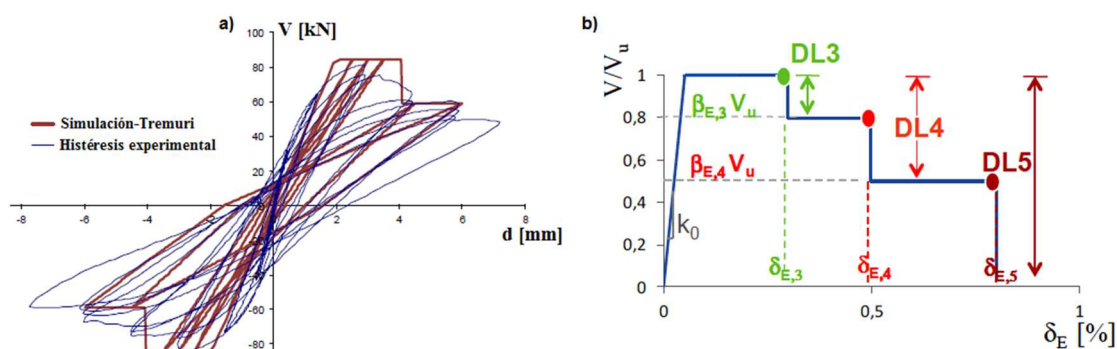


Figura 3.21 a) Envolvente de histéresis de corte en pilares; b) Modelo fuerza-deformación asociado (tomado de Cattari et al. 2012)

En comparación con los modelos representados en la figura 3.20, es notorio el mayor detalle en la captura de la degradación de resistencia logrado con el modelo multi-lineal de la figura

3.21b. Cabe señalar que el modelo bi-lineal asumía implícitamente una caída de resistencia del 20% en el *drift* último de 0.4%. En la propuesta-PERPETUATE (Calderini et al. 2012; Cattari et al. 2012), este valor de *drift* marca el inicio de la degradación de resistencia, que se verifica hasta un valor de resistencia residual, del orden del 50% V_{max} (Fig. 3.21b). Al alcanzar la degradación este valor residual, se considera al pilar capaz únicamente de soportar carga vertical. Evidentemente, a la admisibilidad de mayores porcentajes de degradación de resistencia va aparejada una mayor deformabilidad, como puede constatarse en los valores de *drift* de la figura 3.21b, relativos al corte en pilares.

En Cattari et al. (2012) se plantearon modelos/curvas fuerza-desplazamiento multi-lineales para corte y flexión en pilares y vigas-dintel, los cuales contemplaron cinco estados de daño, caracterizados por un *drift* (δ) y por un porcentaje de degradación (β). Calderini et al. (2012) y Cattari et al. (2012) presentaron algunas aplicaciones con estos modelos y una tabla que sintetiza los resultados de campañas experimentales (Bosiljkov y Krzan 2012) en rangos de variación para los parámetros δ y β . Finalmente, como parte del proyecto PERPETUATE, los modelos multi-lineales se implementaron en Tremuri (Lagomarsino et al. 2013).

Con base en los rangos de variación para δ y β , se adoptaron valores medios y se establecieron los modelos fuerza-desplazamiento de tipo escalonado utilizados como guía para los propuestos en este trabajo. En cuanto a los modelos propuestos, la degradación de resistencia se verificó mediante funciones lineales, a partir de la ley de degradación de Ruaukoko (sección 3.2.3). Así, en la figura 3.22 se presentan los modelos propuestos para pilares, superpuestos a los modelos-guía (con línea discontinua).

La equiparación del modelo propuesto con el modelo-guía, en el caso de flexión no revistió dificultad. Cabe precisar que, en este caso se prefirió asumir una degradación lineal frente a simular el escalón de degradación (Fig. 3.22b). En el caso del corte, como puede observarse en la figura 3.22a, la degradación de resistencia del modelo propuesto se planteó de modo que el área bajo sus dos ramas de degradación sea igual al área bajo la línea escalonada de degradación del modelo-guía. Esta condición geométrica asegura una misma cantidad de energía disipada en ambos modelos.

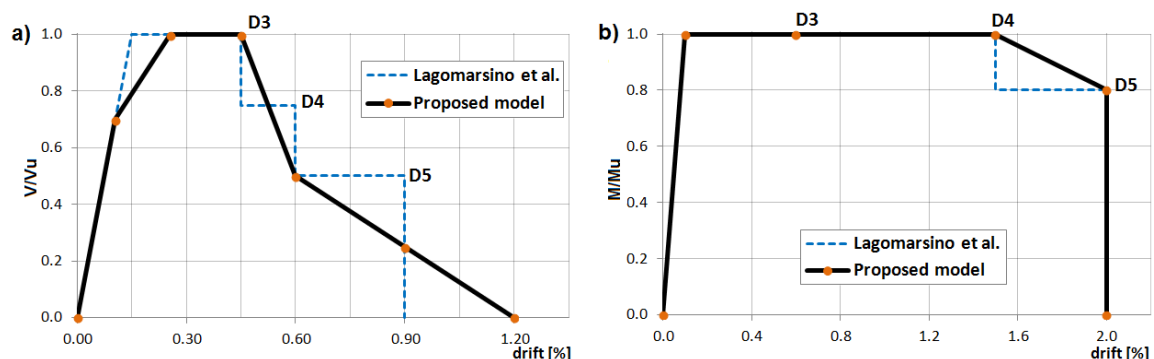


Figura 3.22 Comparación entre las curvas fuerza-desplazamiento propuestos para pilares y las curvas multilíneales implementadas en Tremuri (Lagomarsino et al. 2013): a) corte; b) flexión

Por último, cabe indicar que el modelo fuerza-desplazamiento propuesto para corte considera la degradación de rigidez asociada al primer agrietamiento (Fig. 3.22a), situándola, como recomienda Tomazevic (1999), al 70% de la resistencia última (V_u). La rigidez de la rama post-primer agrietamiento se estimó, a partir de la envolvente de la histéresis experimental de la figura 3.19b (Anthoine et al. 1995), en el 35% de la rigidez elástica. Esta consideración adicional supondría, en un contexto de evaluación sísmica, una definición más fiable de los estados iniciales de daño del edificio examinado.

3.2.2 Modelos fuerza-desplazamiento de las vigas-dintel

3.2.2.1 Propuestas clásicas

A fines de los noventa aparecieron en la literatura las primeras aplicaciones sobre paredes de MNR bajo la aproximación de pórtico equivalente (Calvi y Magenes 1997; Magenes y Della Fontana 1998). En estas aplicaciones, si bien se consideraron las vigas-dintel sobre el modelo, su respuesta se asumió en el campo elástico. Más adelante, con respecto a la formulación de resistencias, Magenes (2000) recomendó equiparar el comportamiento de las vigas-dintel al de los pilares (viga dintel \leftrightarrow pilar rotado 90°), tomando en cuenta la diferente orientación de las juntas horizontales con respecto a la carga axial.

Por otro lado, Magenes (2000) propuso el primer modelo fuerza-desplazamiento para vigas-dintel, que consistió, a falta de resultados experimentales, en una caracterización paramétrica. Concretamente, sobre el modelo paramétrico de la figura 3.23a, Magenes (2000) definió dos valores límite para la rotación de la cuerda de un elemento viga-dintel: γ_1 , que corresponde al comienzo de la rama de degradación, y γ_2 , que indicaría el colapso del elemento. Además, estableció la resistencia residual como αV_u . De este modo, mediante los parámetros α , γ_1 y γ_2 se pueden reproducir tanto una respuesta frágil como dúctil para una viga-dintel (Fig. 3.23).

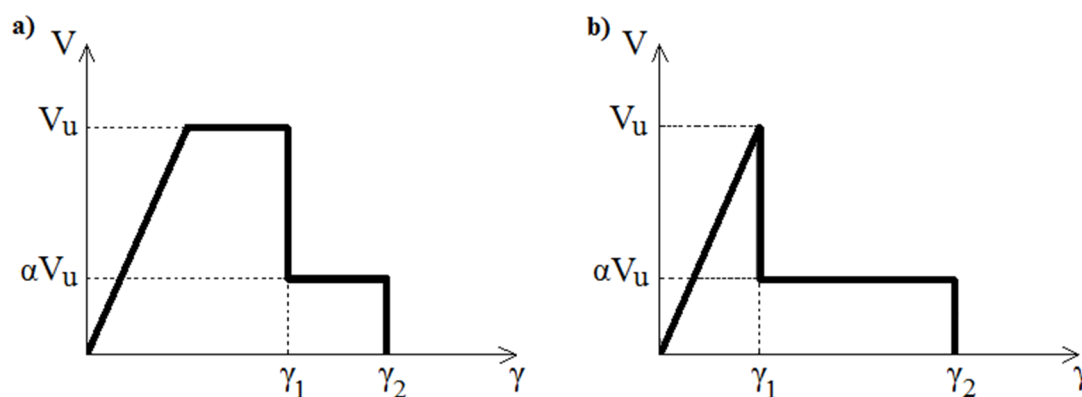


Figura 3.23 Modelos fuerza-desplazamiento propuestos por Magenes (2000): a) comportamiento elasto-plástico frágil; b) comportamiento frágil

En lo tocante a códigos, el Eurocódigo 6 (CEN 2005), el Eurocódigo 8 (CEN 2005), el Código Canadiense para diseño de estructuras de mampostería (CSA 2004) no abordan el problema de la resistencia de las vigas-dintel de MNR. Esto se debe a la incipiente investigación sobre el comportamiento de las vigas-dintel y a la falta de resultados experimentales al momento de su redacción. Por otro lado, la versión de Código de Nueva Zelanda para la Evaluación y el Mejoramiento de la Resistencia Sísmica de Estructuras de MNR NZSEE (2011) sugiere que la resistencia de las vigas-dintel se evalúe usando los modelos y formulaciones de los pilares.

A causa de la falta de lineamientos y/o precisiones en los códigos referidos, muchos edificios de MNR europeos fueron analizados con aproximaciones muy simplificadas como la de pilar débil–viga-dintel fuerte o la de pilar fuerte–viga-dintel débil (Cattari y Lagomarsino 2008). En la primera, las vigas-dintel se modelizan como elementos rígidos, mientras que en la segunda, se desprecian sus contribuciones en rigidez y resistencia.

Los únicos códigos que, a día de hoy, abordan el problema de la resistencia de las vigas-dintel son el FEMA 306 (1998) y el Código Sísmico Italiano OPCM 3431 (OPCM 2005). En este trabajo, para evaluar la resistencia a corte de las vigas-dintel se usaron las formulaciones sugeridas por Magenes (2000), cercanas a las propuestas por el Código Sísmico Italiano OPCM 3431. En cuanto a la resistencia a flexión, se usó la formulación propuesta en el FEMA 306 (1998). Y en este punto se debe subrayar que el FEMA 306 (1998) propone, además, una fórmula de evaluación para la resistencia residual (a la cual denomina resistencia agrietada). Aquí, no obstante, se ha preferido usar como valor estimado de la resistencia residual un 40% de la resistencia de la viga-dintel, obtenida en los ensayos experimentales de Gattesco et al. (2008).

Con respecto a los códigos FEMA, es pertinente señalar que una vez establecidas las resistencias pico y residual (FEMA 306 1998), el FEMA 356 (2000) proporciona un modelo fuerza-desplazamiento general para miembros de MNR, que se define en términos de los parámetros c , d y e representados en la figura 3.24. Sin embargo, debido a la falta de evidencia experimental en vigas-dintel, no sugiere para este elemento valores límite de *drift* (parámetros d y e en Fig. 3.24).

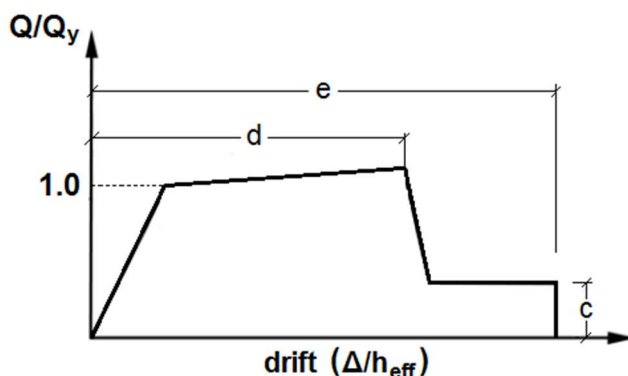


Figura 3.24 Modelo fuerza-desplazamiento generalizado para elementos/componentes de MNR (adaptado de FEMA 356, 2000)

3.2.2.2 Lineamientos actuales y definición de propuesta

Investigaciones recientes, basadas en ensayos experimentales a escala real (Gattesco et al. 2008; Graziotti et al. 2009; Dazio y Beyer 2010; Beyer 2012) han aportado evidencia que mejora la comprensión del comportamiento sísmico de las vigas-dintel. En el marco del proyecto PERPETUATE, se recogieron todas las aportaciones (Bosiljkov y Krzan 2012) y se sintetizaron en una propuesta de modelos fuerza-desplazamiento, en términos de rangos para los parámetros de *drift* (δ) y del porcentaje de degradación, β (Cattari et al. 2012). Al igual que con los pilares, se establecieron modelos-guía con los valores medios de estos rangos, y a partir de éstos, mediante degradaciones lineales, los modelos propuestos. En la figura 3.25 se presentan dichos modelos (modelos-guía y propuestos) superpuestos.

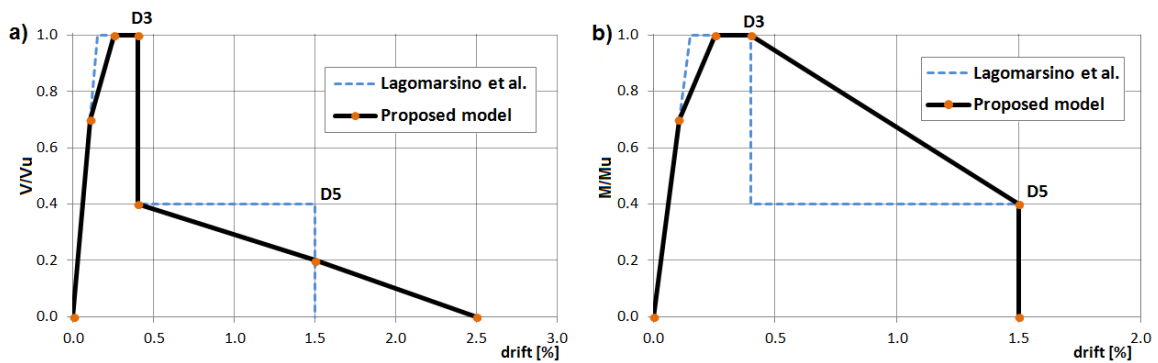


Figura 3.25 Comparación entre las curvas fuerza-desplazamiento propuestos para vigas-dintel y las curvas multilíneas implementadas en Tremuri (Lagomarsino et al. 2013): a) corte; b) flexión

En la investigación experimental sobre vigas-dintel se ensayan dos tipos de sub-ensamble pilar–viga dintel: 1) viga-dintel con dintel de remate de madera y 2) viga-dintel con dintel de remate en arco. Los modelos fuerza-desplazamiento propuestos arriba se refieren a vigas-dintel con dintel de remate de madera, que es el tipo predominante en el Eixample. El efecto del dintel de remate sobre la resistencia residual de la viga-dintel es relevante, pero su estimación es todavía una cuestión abierta (Beyer 2012; Beyer y Mangalathu 2013).

De la síntesis de trabajos experimentales sobre sub-ensambles pilar–viga-dintel que se hace en el proyecto PERPETUATE (Cattari et al. 2012), en este trabajo se ha dado un mayor peso al trabajo experimental de Gattesco et al. (2008), ya que sus resultados se refieren a vigas-dintel que comparten características básicas (mampostería de ladrillo antiguo y dintel de remate de madera) con las de este trabajo. Así, se adoptó un valor de resistencia residual de $0.4V_{max}$, obtenido por Gattesco et al. (2008) en sus ensayos cíclicos cuasi-estáticos sobre vigas-dintel con modos de falla de flexión y de corte (Figs. 3.25 y 3.26). Además, se asumió una degradación lineal para el caso de falla por flexión (Figs. 3.25b y 3.26a), que se ajusta bien en términos de envolvente a la curva experimental obtenida por Gattesco et al. (Fig. 3.26a). Finalmente, se adoptó en los modelos-guía un *drift* último de 1.5% (Fig. 3.25), que representa el límite inferior del rango recomendado por Cattari et al. (2012).

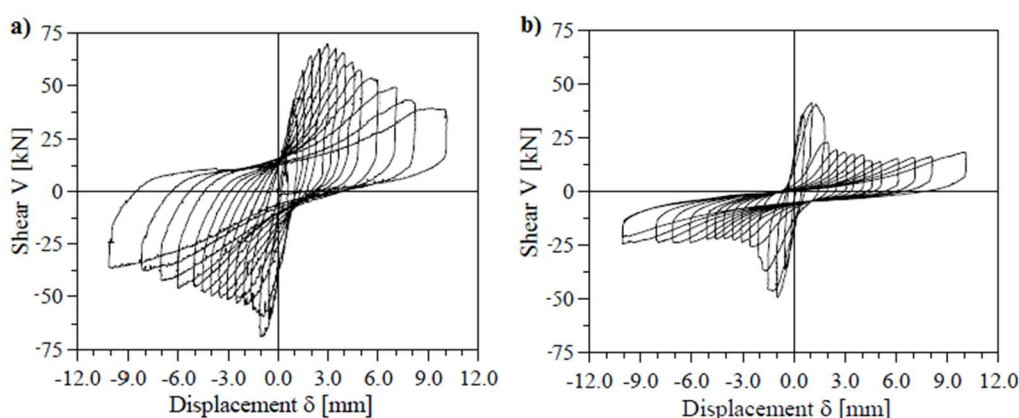


Figura 3.26 Histéresis experimental corte vs. desplazamiento de vigas-dintel: a) con falla por flexión; b) con falla por corte (tomado de Gattesco N., 2008)

3.2.3 Implementación en Ruaumoko-2D de los modelos fuerza-desplazamiento propuestos

El modelo de pórtico equivalente propuesto se adscribe a los de inelasticidad concentrada. El comportamiento no lineal de flexión, tanto de los pilares como de las vigas-dintel, se concentra en los resortes extremos. El de corte, asimismo para pilares y vigas-dintel, se concentra en el resorte central. En un contexto de modelización, los modelos fuerza-desplazamiento elaborados han de asignarse a los resortes correspondientes que conforman el modelo a base de macro-elementos descrito en el capítulo anterior.

El código/programa Ruaumoko no proporciona directamente modelos fuerza-desplazamiento para análisis estático no lineal, sino que los genera internamente en términos de envolvente, a partir de modelos histeréticos. Este programa posee un amplio catálogo de modelos histeréticos, pero orientado a miembros de concreto reforzado o de acero con problemas específicos (Carr 2007c). Los miembros de MNR no han sido considerados con sus especificidades de comportamiento, particularmente las relacionadas con la degradación de su resistencia. Sin embargo, es factible definir modelos degradantes mediante la aplicación combinada de reglas histeréticas con una ley de degradación de resistencia propia.

La estrategia que se usó para desarrollar los modelos fuerza-desplazamiento multi-lineales consistió en agregar a una histéresis de envolvente bilineal o tri-lineal la ley de degradación en dos fases de Ruaumoko (Fig. 3.27). Como se muestra en la figura 3.28, dicha ley de degradación bilineal está caracterizada por tres parámetros de control: DUCT1: ductilidad asociada al inicio de la degradación; DUCT2: ductilidad asociada con el cambio en la intensidad de degradación; DUCT3: ductilidad última, asociada a una capacidad de resistencia prácticamente nula ($1\% V_{max}$) del elemento (Carr 2007c).

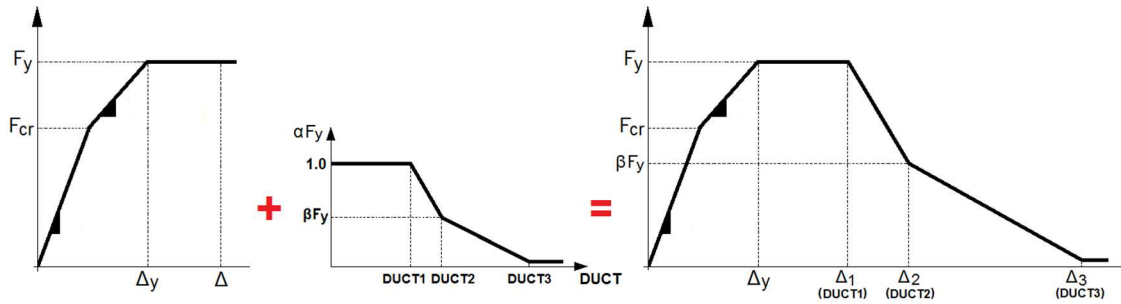


Figura 3.27 Estrategia de implementación de modelo multi-lineal en Ruaumoko (a partir de una envolvente tri-lineal)

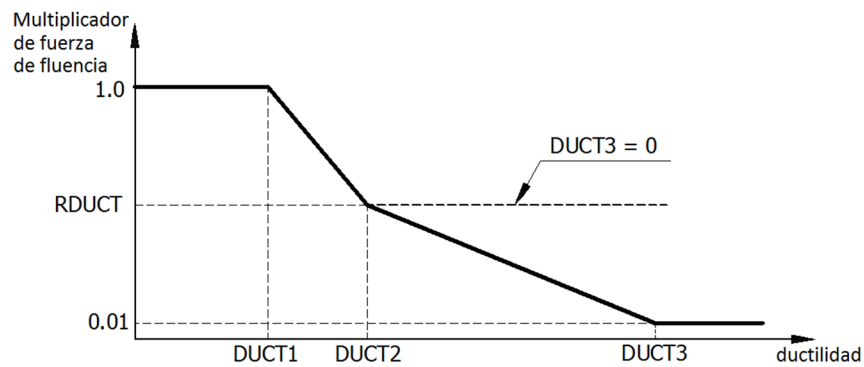


Figura 3.28 Ley de degradación de resistencia de Ruaumoko (tomado de Carr, 2007c)

Las histéresis de envolvente bilineal y tri-lineal adoptadas del catálogo de Ruaumoko (Carr 2007c) fueron la bilineal con trayectoria de descarga y recarga dirigida al origen (Fig. 3.29a) y la regla Fukada (Fig. 3.29b), respectivamente. Puesto que el interés estuvo centrado en el carácter bilineal y tri-lineal de las envolventes, bien pudieron haberse elegido otras opciones. La adopción de una histéresis de envolvente tri-lineal (en lugar de una bilineal) fue motivada por las razones dadas en la sección 3.2.1.2, entre las cuales, la más evidente es la captura del primer agrietamiento en los miembros de MNR.

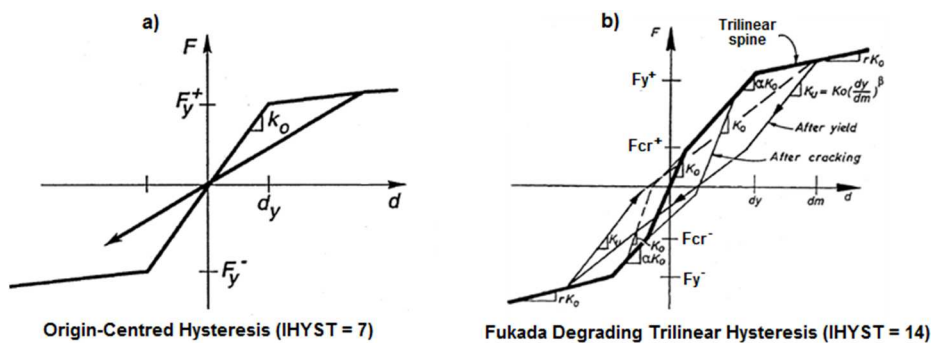


Figura 3.29 Histéresis de envolvente bilineal y tri-lineal asumidas en la modelización (tomado de Carr, 2007c)

Con respecto a la implementación de los modelos fuerza-desplazamiento en Ruaumoko, cabe indicar algunas consideraciones propias del programa. En primer lugar, la pendiente de los tramos bilineal y tri-lineal de las histéresis adoptadas (Fig. 3.29) se controla en términos de porcentaje de la rigidez elástica. En lo tocante al tipo de desplazamientos asumidos para los modelos fuerza-desplazamiento, Ruaumoko adopta el parámetro de *drift* ($\delta = \Delta/H$) como desplazamiento de corte y la rotación (θ) como desplazamiento de flexión. Como es bien conocido, la rotación se evalúa como la integral de la curvatura sobre la longitud de la articulación plástica. A este respecto, Ruaumoko asume una variación lineal de la curvatura. Cabe recordar que en este trabajo se estimó la longitud de la articulación plástica de los miembros de MNR en un 10% de su longitud efectiva.

Para la evaluación de los parámetros de ductilidad asociados a los valores límite de desplazamiento han de calcularse, en primer lugar, los desplazamientos de cedencia (δ_y y θ_y). Hay que tener en cuenta en este punto que, en el caso de modelos tri-lineales que consideran un tramo de degradación de la rigidez elástica, Ruaumoko asume el desplazamiento de cedencia (Δ_y) al final de este tramo post-primer agrietamiento, tal como se muestra en la figura 3.30b. En el caso de envolvente bilineal, el desplazamiento de cedencia se evalúa simplemente como $\Delta_y = F_y/K_e$, en los términos generalizados de la figura 3.30a.

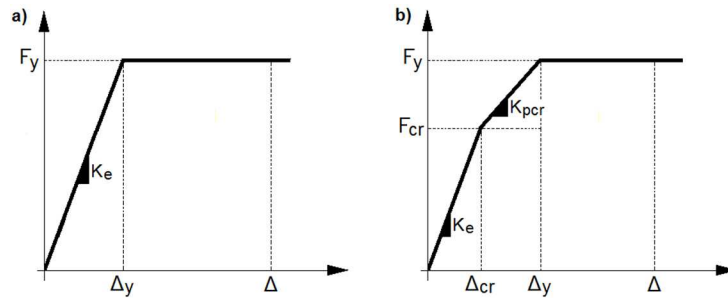


Figura 3.30 Modelos fuerza-desplazamiento generalizados: a) bi-lineal; b) tri-lineal

En el caso de modelo tri-lineal, el desplazamiento de cedencia viene dado como:

$$\Delta_y = \frac{F_{cr}}{K_e} + \frac{F_y - F_{cr}}{K_{pcr}} \quad (3.25)$$

donde, F_{cr} es la fuerza asociada a primer agrietamiento; F_y es la fuerza de cedencia/última; K_e es la rigidez elástica y K_{pcr} es la rigidez post-primer agrietamiento.

Finalmente, en lo concerniente al cálculo de ductilidades de rotación (en los resortes de flexión de los miembros), considerando una variación lineal de la curvatura a lo largo de la longitud de la articulación plástica, la rotación asociada a una curvatura límite (ϕ_L) viene dada por:

$$\theta_L = (\varphi_L - \varphi_y) L_{ph} \quad ; \quad \theta_L = \varphi_L L_{ph} - \theta_y \quad (3.26)$$

donde, θ_L es la rotación asociada a una curvatura límite φ_L ; φ_y es la curvatura de cedencia; L_{ph} es la longitud de articulación plástica y θ_y es la rotación de cedencia ($\theta_y = M_y/K_e = \varphi_y \times L_{ph}$).

3.3 Validación del modelo de pórtico equivalente propuesto

Los resultados de los ensayos desarrollados en la Universidad de Pavia (Calvi y Magenes 1994) sobre un edificio-prototipo y de las simulaciones sobre una de las paredes del edificio en vía Verdi, estudiado en el marco de Proyecto Catania, (Braga et al. 1997; Brencich et al. 1998, Magenes et al. 2000) se usaron para validar el modelo de pórtico equivalente propuesto. Así, se realizaron análisis *pushover* sobre tres paredes: las conocidas como *door-wall* y *window-wall* del prototipo de Pavia, y la denominada pared “D” del edificio en vía Verdi (Proyecto Catania). Las figuras 3.34, 3.38 y 3.44 dan cuenta de la geometría y dimensiones de estas paredes, y en la Tabla 3.1 se presentan sus propiedades mecánicas.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas adoptadas para el análisis de las paredes

		Paredes-Pavia	Pared “D” – Catania
Mampostería			
Módulo de elasticidad (E)	[MPa]	1900	1500
Módulo de corte (G)	[MPa]	570	150
Resistencia compresiva (f_u)	[MPa]	6.2	2.4
Resistencia de corte (f_{vk0})	[MPa]	0.2	0.2
Peso específico	[kN/m ³]	19	19
Unidades de ladrillo			
Resistencia a tensión (f_{bt})	[MPa]	1.07	2.0
Juntas de mortero			
Cohesión (c)	[MPa]	0.14	0.20
Coefficiente de fricción (μ)	-	0.55	0.50

Las propiedades referidas en la Tabla 3.1 se obtuvieron, en el caso de las paredes de Pavia, del trabajo de Calvi y Magenes (1994), y en el caso de la pared “D” del edificio en vía Verdi, del trabajo de Magenes et al. (2000).

Con respecto al análisis *pushover*, Ruaumoko posee tres modalidades: 1) *pushover* normal, 2) adaptativo y 3) cíclico. En esta investigación se utilizó el *pushover* normal, que opera a partir de la definición de un patrón de carga lateral y una función rampa de longitud temporal $t=10s$ (Fig. 3.31). Con la asignación de una longitud de intervalo (Δt), esta función rampa se discretiza en $N=10/\Delta t$ sub-intervalos y pasos (p) de análisis. A cada paso i le corresponde su

ordenada $r(i)$, que actúa en el análisis como multiplicador de los valores (F) de la carga lateral. Así, con cada paso de análisis el patrón de carga lateral va incrementando sus valores

F , desde $F \times r(1)$ hasta $F \times r(N)$. Por simplicidad, se asumió aquí una rampa unitaria (ordenada máxima igual a la unidad). De este modo, al final del análisis se reproduce el patrón de carga lateral adoptado al inicio, tal como se muestra en la figura 3.31.

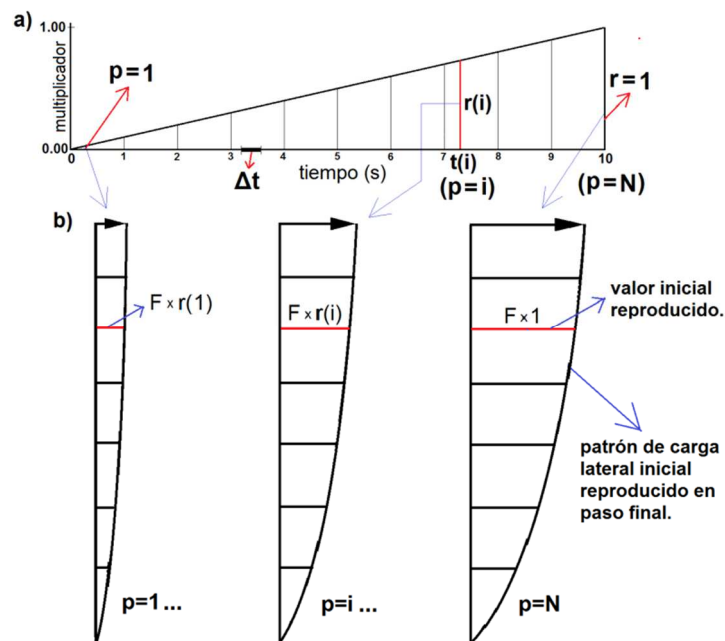


Figura 3.31 a) función rampa unitaria; b) patrón de carga lateral en tres instantes/pasos de análisis

Varios análisis *pushover* se llevaron a cabo con el fin de conseguir un buen grado de aproximación con las curvas obtenidas en varios estudios de referencia. Para la discusión de resultados se seleccionaron los diez análisis que se resumen en la Tabla 2.2. El conjunto-base de modelos fuerza-desplazamiento utilizado lo conforman los modelos multi-lineales correspondientes a las figuras 3.22 (pilares) y 3.25 (vigas-dintel). Puesto que el daño en las tres paredes analizadas estuvo gobernado de modo predominante por el agrietamiento diagonal (Calvi y Magenes 1994; Magenes et al. 2000), los modelos fuerza-desplazamiento de corte en pilares fueron los únicos del conjunto-base sobre los que se aplicaron modificaciones. Además, dado que las curvas de referencia de las paredes, incluyendo las experimentales, no exhibieron ramas de degradación muy desarrolladas (Fig. 3.33b), el parámetro en el que se centrará la discusión de resultados (sección 3.4) será el *drift* de corte en pilares asociado a la primera caída de resistencia (δ_I).

Tabla 3.2 Características de los análisis *pushover* realizados sobre las paredes consideradas

pared de análisis	curva	carga	$\delta_1(\%)$	$\delta_2(\%)$	$\delta_3(\%)$
door-wall	PM-unif.	uniforme	0.45	0.60	1.2
	PM-1st mode	primer modo	0.45	0.60	1.2
	PM-calib1*	uniforme	1.2*	1.5	2.5
	PM-calib2	uniforme	1.0	1.2	2.0
window-wall	PM-unif.	uniforme	0.45	0.60	1.2
	PM-calib1	uniforme	1.0	1.2	2.2
	PM-calib2*	uniforme	0.8*	1.0	2.0
“D”-Catania	PM-unif.	Uniforme	0.45	0.60	1.2
	PM-1st mode	primer modo	0.45	0.60	1.2
	PM-GE	Braga et al.	0.45	0.60	1.2

* *Drifts* (δ_1) considerados en mejores calibraciones alcanzadas con las paredes de Pavia

Con respecto a los análisis reseñados en la Tabla 2.2, cabe indicar que los que consideran un $\delta_1 = 0.45\%$ mantuvieron el modelo para corte en los pilares del conjunto-base. Las curvas PM-calib1 y PM-calib2, correspondientes a las paredes de Pavia, se obtuvieron para conseguir un buen acuerdo con las curvas experimentales (Calvi y Magenes 1994) en términos de desplazamiento asociado a la primera caída de resistencia (v.g. punto “C” de la curva experimental mostrada en la figura 3.33b). De ellas, la PM-calib1, en el caso de la *door-wall*, y la PM-calib2, en el caso de la *window-wall*, corresponden a las de mejor acuerdo. Las otras dos curvas PM-calib se presentaron para ilustrar la sensibilidad del desplazamiento de la pared con respecto a la variación del *drift* δ_1 . En la discusión de resultados (sección 3.4), se hará referencia (casi) exclusivamente a los *drifts* δ_1 de las curvas de mejor acuerdo, identificados con asterisco en la Tabla 2.2.

3.3.1 Programa experimental en la Universidad de Pavia (Calvi y Magenes, 1994)

El programa de investigación coordinado por Calvi y Magenes en la Universidad de Pavia (Calvi y Magenes 1994) supuso la construcción de un prototipo (a escala real) de edificio de dos pisos ($6.0\text{m} \times 4.4\text{m}$ en planta y 6.43m de altura). Este prototipo comprendió dos paredes longitudinales con aberturas, conocidas en la literatura como *door wall* y *window wall*, y dos paredes transversales (Fig. 3.32a). Todas las paredes compartieron un espesor de 25cm . El sistema de pisos se resolvió con vigas de acero (sección I, $h = 140\text{mm}$) espaciados 50cm , sin presencia de capa de compresión (piso) que los conecte, lo que constituye un piso muy flexible. Las vigas se dejaron embebidas en las paredes, sin una viga perimetral de atado (Fig. 3.32b). La construcción de este prototipo se planificó de modo que las respuestas de la *door-wall* y de la *window-wall* fueran independientes.

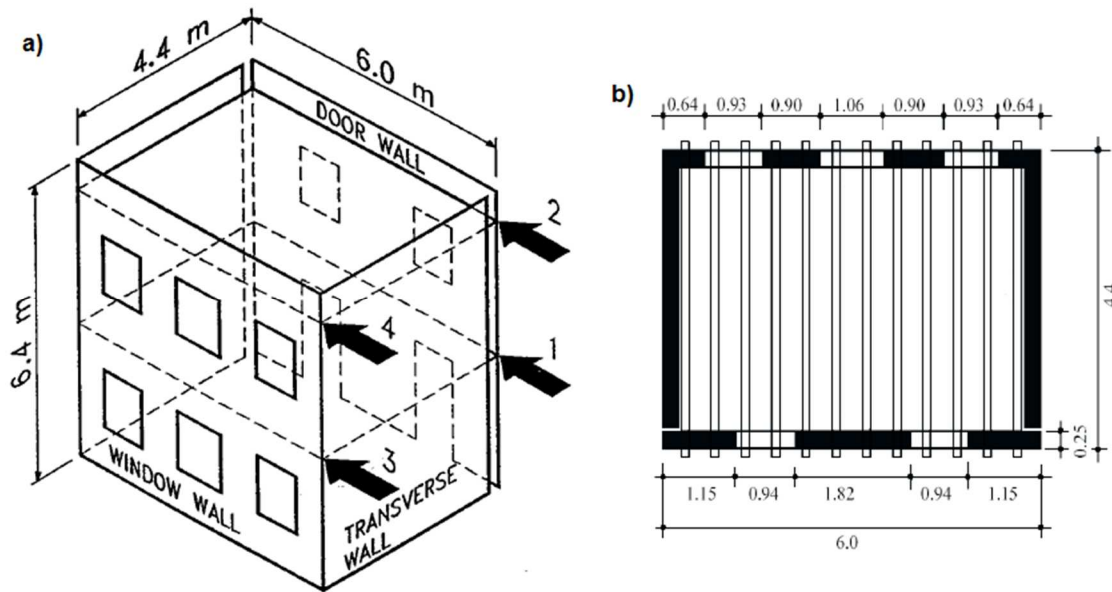


Figura 3.32 Edificio prototipo de Pavia: a) dimensiones y aplicación de carga; b) sistema de piso (tomado de Calvi y Magenes, 1994)

El ensayo experimental consistió en la aplicación de una historia de desplazamiento cíclico en cada uno de los pisos, equiparable a un patrón de carga lateral uniforme. A la vez, una carga vertical de 10kN/m^2 (bloques de concreto dispuestos simplemente apoyados entre dos vigas adyacentes) se aplicó en cada piso con el fin de obtener en los pilares esfuerzos compresivos correspondientes a edificios con mayor número de pisos (Calvi y Magenes 1994). En la figura 3.33 se muestran el patrón de agrietamiento final de la *door-wall* (a un *drift* global del 0.43%) y su curva de histéresis correspondiente.

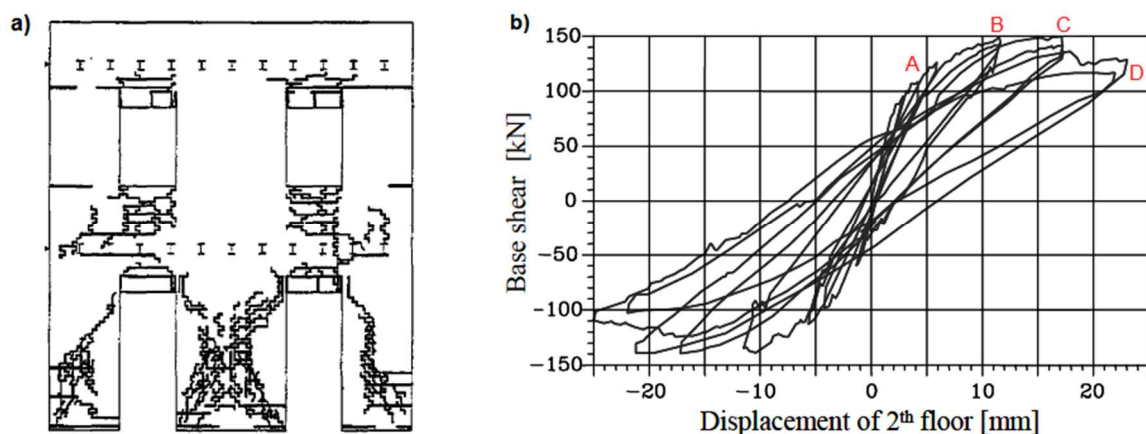


Figura 3.33 Resultados obtenidos sobre la *door-wall* por Calvi y Mágenes (1994): a) estado de daño último; b) curva histerética experimental

Con respecto a la elaboración de los ficheros de ingreso, el Manual 2D de Ruaumoko (Carr 2007b) es la guía más rigurosa. Con todo, el Anexo 1 se incluyen los ficheros de entrada para el análisis *pushover* de las tres paredes consideradas.

3.3.1.1 Door-wall

En el prototipo de Pavia, la *door-wall* constituyó la pared fuerte; sus dimensiones y modelo global se presentan en la figura 3.34. La Tabla 3.3 muestra las masas del modelo global y las cargas verticales sobre los pilares. En cuanto a la evaluación de las cargas verticales, se aplicó el modelo de transferencia de cargas correspondiente a sistemas unidireccionales de piso.

El modelo generado, cabe precisar, constó de 30 elementos. La figura 3.35 presenta el despliegue de pantalla que hace Ruaumoko de dicho modelo, en el cual se ha destacado la numeración de los elementos. Como puede observarse, el orden que se asumió fue: 1) resortes de momento en pilares, 2) resortes de momento en vigas-dintel, 3) resortes de corte en pilares, y 4) resortes de corte en vigas-dintel. Este criterio de orden de generación se mantuvo también con las dos paredes restantes.

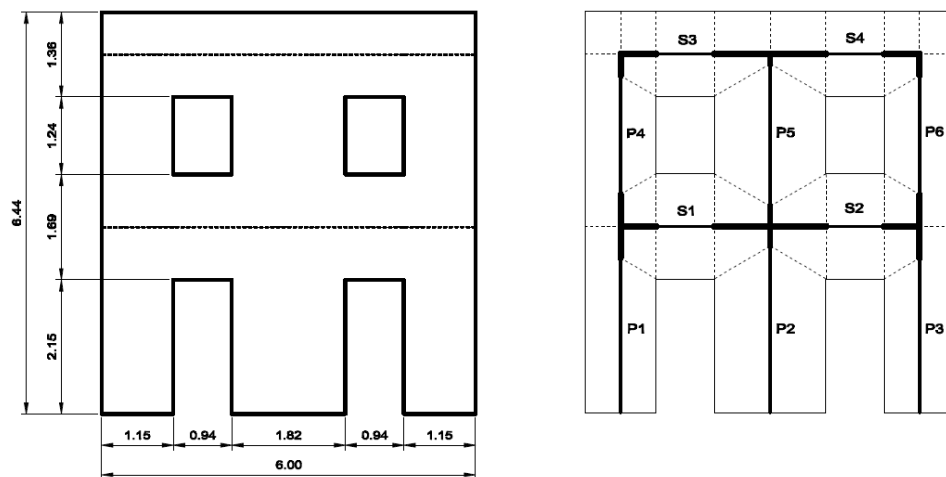


Figura 3.34 Dimensiones y modelo de análisis de Pavia *door-wall*

Tabla 3.3 Pavia *door-wall*: masas y cargas verticales en pilares

Pilar	M (kN)	VL (kN)
P1	21.8	54.8
P2	36.0	96.0
P3	21.8	54.8
P4	13.6	46.6
P5	22.8	82.8
P6	13.6	46.6

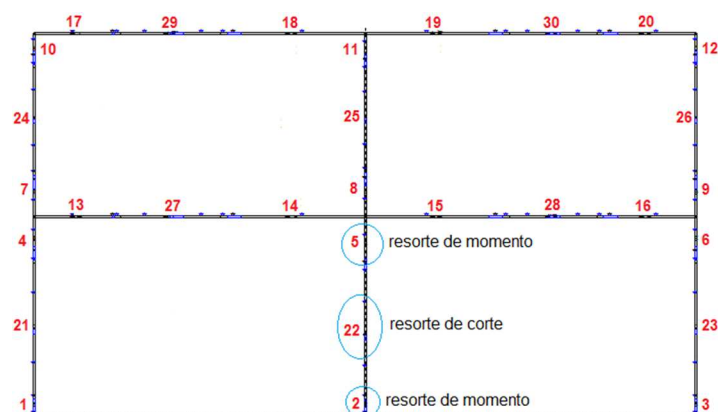


Figura 3.35 Despliegue en pantalla del modelo de la *door-wall* y numeración de elementos

En cuanto a los resultados obtenidos sobre la *door-wall*, el análisis modal reportó un período $T_1=0.09s$ para el primer modo de vibración. La figura 3.36 presenta las curvas *pushover* obtenidas con el modelo propuesto, superpuestas a las obtenidas por otros autores utilizando diferentes programas/códigos. En concreto, incluye curvas obtenidas con el código SAM (Magenes, 2000), con Tremuri (Galasco et al. 2006; Calderini et al. 2009), y código FREMA (Sabatino y Rizzano 2010). La curva “Exp.” corresponde a la envolvente de la curva experimental obtenida por Calvi y Magenes (1994), mostrada en la Figura 3.33b. Es relevante indicar que la curva *Galasco-b* se obtuvo usando los *drifts* de falla recomendados por el Eurocódigo 8 (CEN 2005), mientras que la curva *Galasco-a* se obtuvo con *drifts* de falla para los pilares de 0.8% (corte) y 1% (flexión).

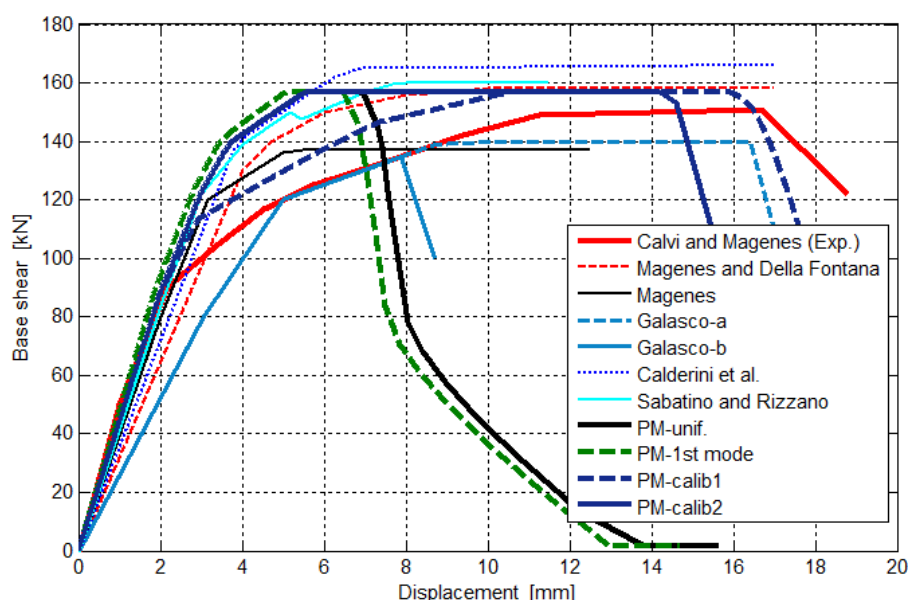


Figura 3.36 Curvas *pushover* obtenidas sobre Pavia-door wall

En este trabajo se seleccionaron cuatro curvas *pushover* asociadas a la *door-wall*, cuyas características se resumen en la Tabla 3.2. Con respecto a las curvas *PM-unif.* y la *PM-1st mode* (Fig. 3.36), cabe destacar que comparten el mismo *drift* de 0.45%, que es (prácticamente) el valor sugerido por el Eurocódigo 8 (CEN 2005). Estas dos curvas, además, exhibieron una ductilidad baja en comparación con la que muestra la curva experimental (Fig. 3.36). Así, con el fin de conseguir mejores aproximaciones en términos de desplazamiento máximo, se obtuvieron las curvas *PM-calib1* y *PM-calib2* modificando los modelos de corte de los pilares. A los nuevos valores de *drift* (Tabla 3.2), les correspondieron nuevos valores del parámetro DUCT (δ_l/δ_y). En el caso específico de la curva *PM-calib1*, que es la que exhibe el mejor ajuste, se usó en lugar del 35%, una rigidez post-primer agrietamiento del 10% de la rigidez elástica.

Por otra parte, con respecto a la curva *PM-unif.* (Fig. 3.36), y específicamente a su punto final (degradación de resistencia hasta capacidad de resistencia casi nula), la figura 3.37 muestra el estado de las relaciones fuerza-desplazamiento de algunos de los resortes del modelo propuesto. En esta figura se verifica que el agrietamiento diagonal escalonado en los pilares del primer piso determinó el modo de falla global. Además, al comparar los niveles de daño y el estado de las curvas fuerza-desplazamiento (Figs. 3.33a y 3.37) se puede apreciar una buena correlación. Así, el modelo propuesto captura satisfactoriamente el comportamiento no lineal de los miembros de MNR bajo cargas laterales, especialmente el correspondiente a los pilares.

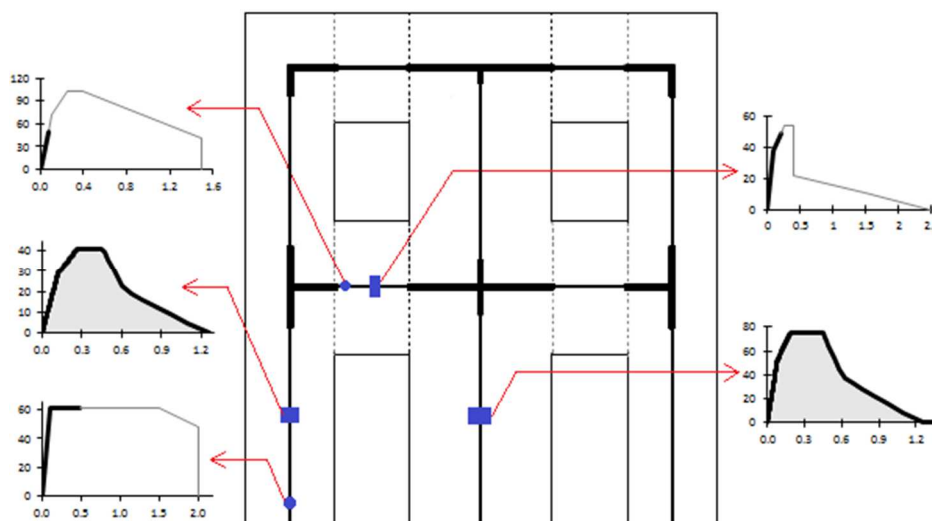


Figura 3.37 Estado último de las curvas fuerza-desplazamiento en pilares y vigas-dintel seleccionados de la *door-wall*

3.3.1.2 Window-wall

En el prototipo de Pavia la *window-wall* representa la pared débil (esta pared falló al final de la primera fase del ensayo de Pavia, mientras la falla de la *door-wall* ocurrió en una fase posterior). Sus dimensiones y modelo global se muestran en la figura 3.38. La Tabla 3.4

detalla las masas del modelo y las cargas verticales sobre los pilares. La figura 3.39, por último, presenta el despliegue en pantalla del modelo de la *window-wall*.

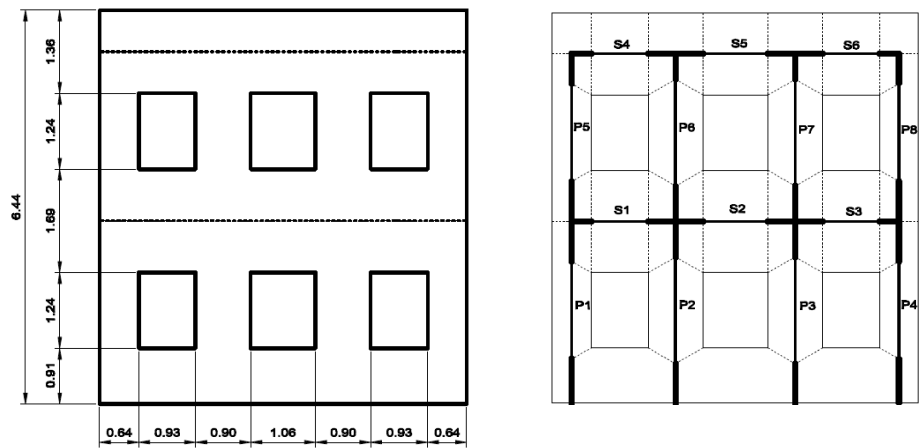


Figura 3.38 Dimensiones y modelo de análisis de Pavia *window-wall*

Tabla 3.4 Pavia *window-wall*: masas y cargas verticales en pilares

Pilar	M (kN)	VL (kN)
P1	15.1	36.4
P2	25.8	61.1
P3	25.8	61.1
P4	15.1	36.4
P5	10.2	37.0
P6	17.5	61.5
P7	17.5	61.5
P8	10.2	37.0

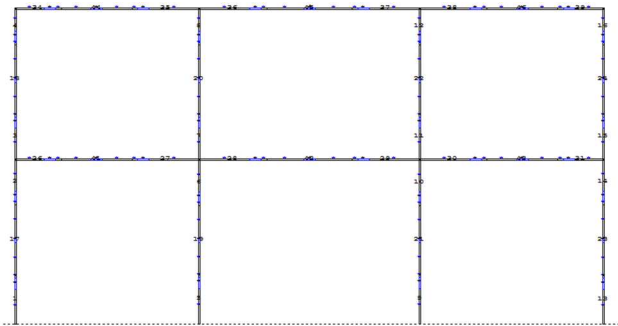


Figura 3.39 Despliegue en pantalla de modelo de *window-wall*

El análisis modal sobre la window-wall arrojó un período para el primer modo de vibración $T_1 = 0.11s$. Con respecto al análisis pushover, la figura 3.40 muestra las curvas-*PM*, desarrolladas con el modelo propuesto, y las dos curvas obtenidas por Galasco et al. (2006) superpuestas a la curva experimental de Calvi y Magenes (1994). Las curvas *Galasco-a* y *Galasco-b* se obtuvieron mediante el uso de modelos fuerza-desplazamiento de tipo elasto-plástico frágil, considerando *drifts* de falla en los pilares de 0.8% en el caso de corte, y de 1% en el caso de flexión.

Con respecto a las curvas-*PM*, la curva *PM-unif.* se obtuvo con la aplicación de un patrón de carga lateral uniforme y usando los modelos fuerza-desplazamiento de las figuras 3.22 y 3.25. Esta curva se alcanzó con un *drift* de corte de 0.45% en los pilares, que es prácticamente el valor recomendado por el Eurocódigo 8 (CEN 2005). Como puede observarse, exhibió una baja ductilidad en relación con la que muestra la curva experimental (Fig. 3.40). Con el fin de calibrar el modelo en términos de desplazamiento (valor objetivo: desplazamiento asociado con la primera caída de resistencia de la curva experimental), se obtuvieron las curvas *PM-calib1* y *PM-calib2*, cuyas características se reseñan en la Tabla 3.2.

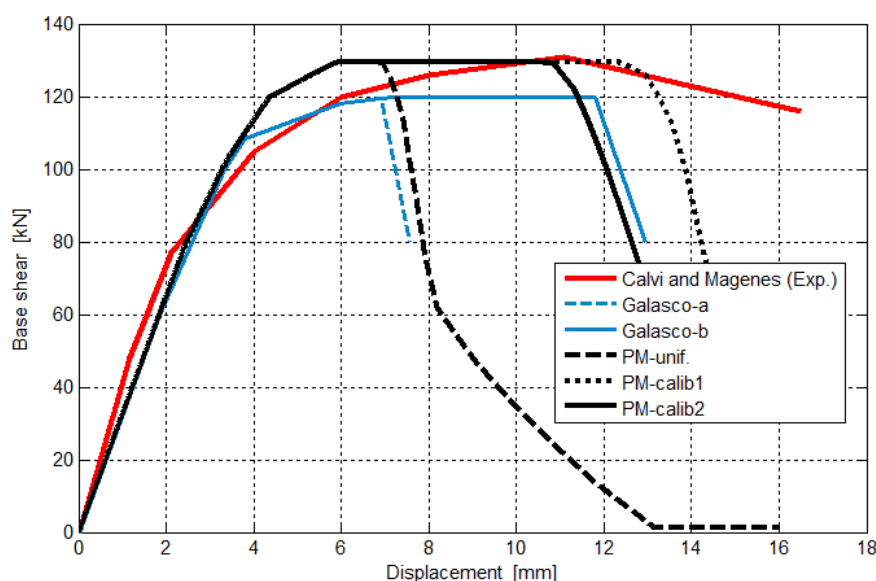


Figura 3.40 Curvas *pushover* obtenidas sobre Pavia window-wall

3.3.1.3 Influencia de las interacciones con la carga axial y de la consideración de las vigas-dintel

Ruaumoko posee dos miembros especiales tipo resorte para considerar las interacciones axial-momento (P-M) y axial-corte (P-V): ITYPE = 4 e ITYPE = 5, respectivamente (Carr 2007b). Sin embargo, su uso plantea limitaciones. En cuanto a la consideración de la interacción P-V, para el ITYPE = 5 está disponible únicamente una relación fuerza-desplazamiento bi-lineal (sin degradación de resistencia). Además, y concretamente en

relación a las paredes de Pavia, la aplicación simultánea de las interacciones P-M y P-V generó problemas de singularidad en el análisis *pushover*. Así, en la figura 3.41, las curvas *P-V* and *P-M* se obtuvieron considerando la interacción P-V en los resortes de corte de los pilares centrales y la interacción P-M en los resortes de flexión de los pilares exteriores. Como podía esperarse, estas curvas presentaron, en términos de capacidad de cortante en la base, mejor acuerdo con las curvas experimentales que las curvas *PM-unif.*.

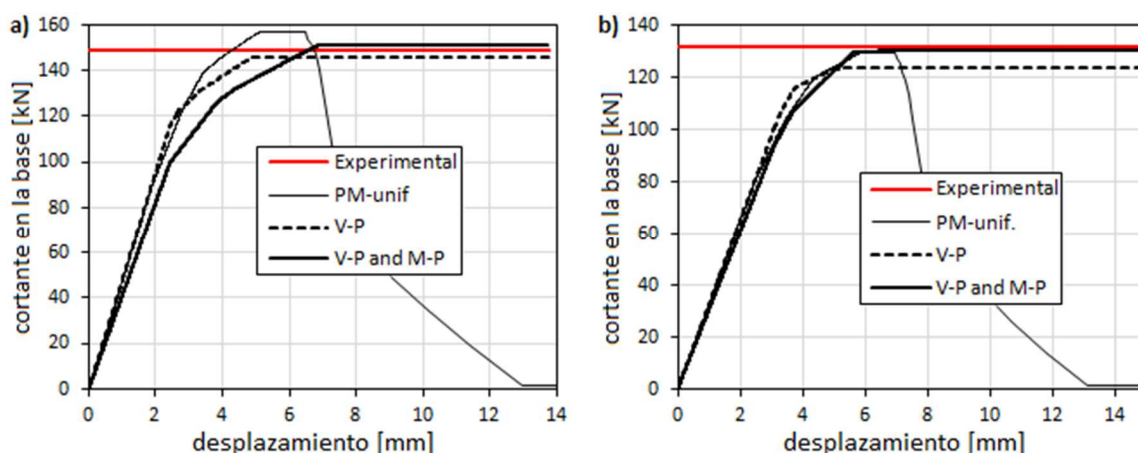


Figura 3.41 Influencia de la interacción con la carga axial en los pilares sobre las curvas pushover de las paredes de Pavia: a) *door-wall*; b) *window-wall*

Finalmente, se analizó la influencia de las vigas-dintel en el desempeño sísmico de las paredes de Pavia. A este fin, se incrementaron significativamente las rigideces de los componentes-resorte (tanto de flexión como de corte) de las vigas-dintel de modo que, en conjunto, funcionen como vínculos rígidos. Las curvas *PM-WS* de las figuras 3.42a y 3.42b muestran el efecto de la sustitución de las vigas-dintel con vínculos rígidos sobre las curvas *PM-unif.* (con vigas-dintel modelizadas).

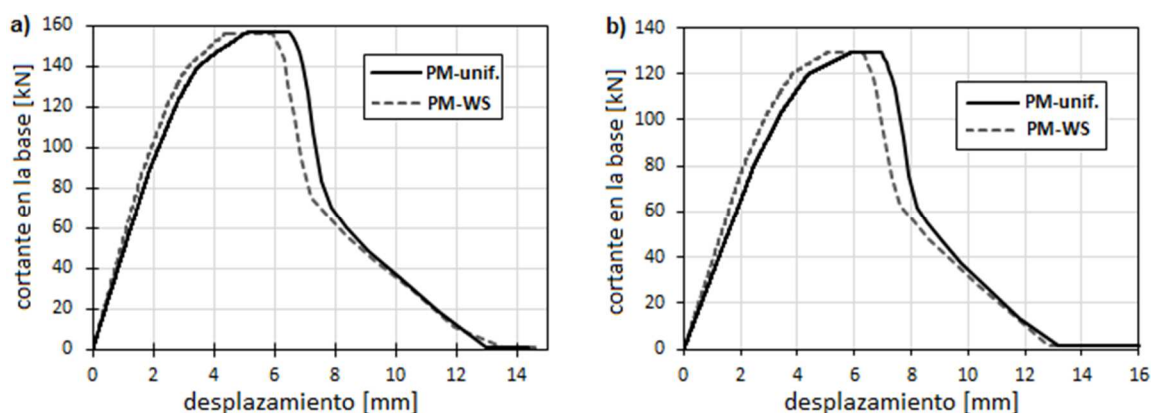


Figura 3.42 Influencia de las vigas-dintel en las curvas pushover de las paredes de Pavia: a) *door-wall*; b) *window-wall*

3.3.2 Simulaciones numéricas de pared “D”, edificio vía Verdi (Proyecto Catania)

El proyecto Catania (Liberatore y Spera 2000; Liberatore et al. 2000) reportó una serie de simulaciones numéricas dirigidas a la evaluación sísmica de dos edificios por varios grupos de investigación (Braga et al. 1997; Brencich et al. 1998; Magenes et al. 2000). La pared considerada aquí pertenece al edificio emplazado en Vía Verdi, identificada como *wall -D* en la figura 3.43. Su espesor es variable: 86cm en el primer piso, y 57cm en los dos superiores. En la figura 3.44 se presentan sus dimensiones y su modelo de análisis.



Figura 3.43 Localización en planta y elevación de pared “D”- edificio en vía Verdi, proyecto Catania (tomado de Liberatore et al. 2000)

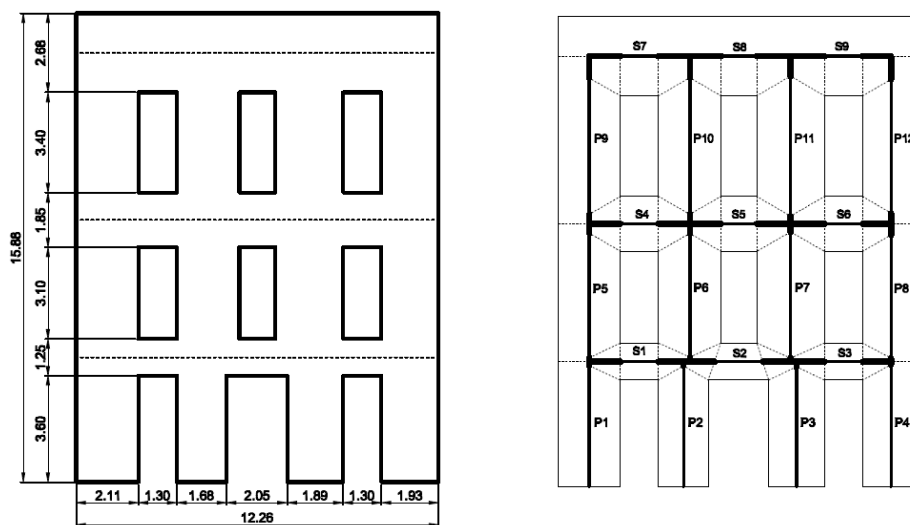


Figura 3.44 Dimensiones y modelo de análisis de pared “D”- edificio en vía Verdi, proyecto Catania

Tabla 3.5 Pared “D” – edificio en vía Verdi, proyecto Catania:

Masas y cargas verticales en pilares

Pilar	M (kN)	VL (kN)
P1	131.3	201.5
P2	172.2	170.0
P3	184.4	189.0
P4	154.1	182.0
P5	154.6	148.0
P6	173.1	155.0
P7	182.8	165.0
P8	143.3	137.5
P9	65.0	100.0
P10	70.0	106.5
P11	73.0	112.0
P12	60.0	93.0

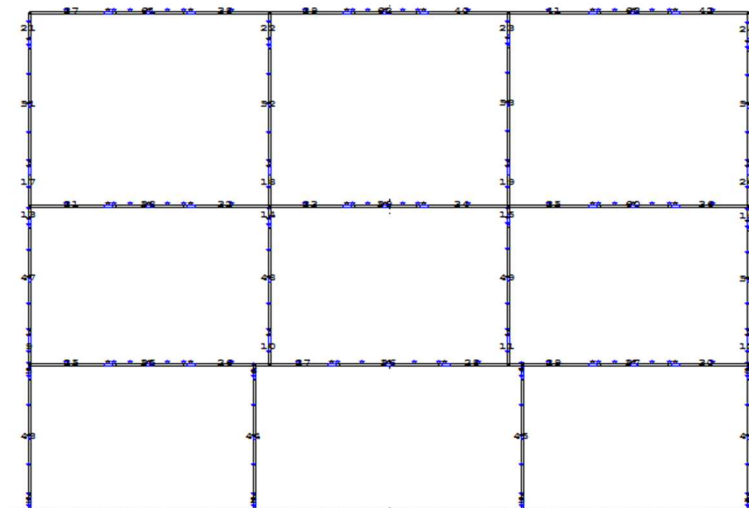


Figura 3.45 Despliegue en pantalla de modelo de pared “D” del edificio en vía Verdi, proyecto Catania

El análisis *pushover* sobre la pared “D” se llevó a cabo en los mismos términos que los realizados sobre las paredes de Pavia. La Tabla 2.5 presenta las masas del modelo y las cargas verticales sobre los pilares, y la Figura 3.45, la salida en pantalla reportada por Ruaumoko. El análisis modal reportó un período $T_1=0.33s$ para el primer modo de vibración. Las curvas pushover, producto de este análisis (*PM-unif* y *PM-1st mode*) se presentan en la figura 3.46 junto con aquellas reportadas por Magenes et al. (2000), Liberatore y Spera (2000), Brencich et al. (2000), Pasticier et al. (2008) y Amadio et al. (2011). Las curvas en Magenes et al. (2000) se obtuvieron usando dos distribuciones de carga lateral: *GE* y *PZ*

(diferentes de la uniforme), propuestas por grupos de investigación de las universidades de Génova y Basilicata, respectivamente. Liberatore y Spera (2000) usaron la señalada distribución *PZ*; Pasticier et al. (2008), en cambio, una distribución triangular invertida.

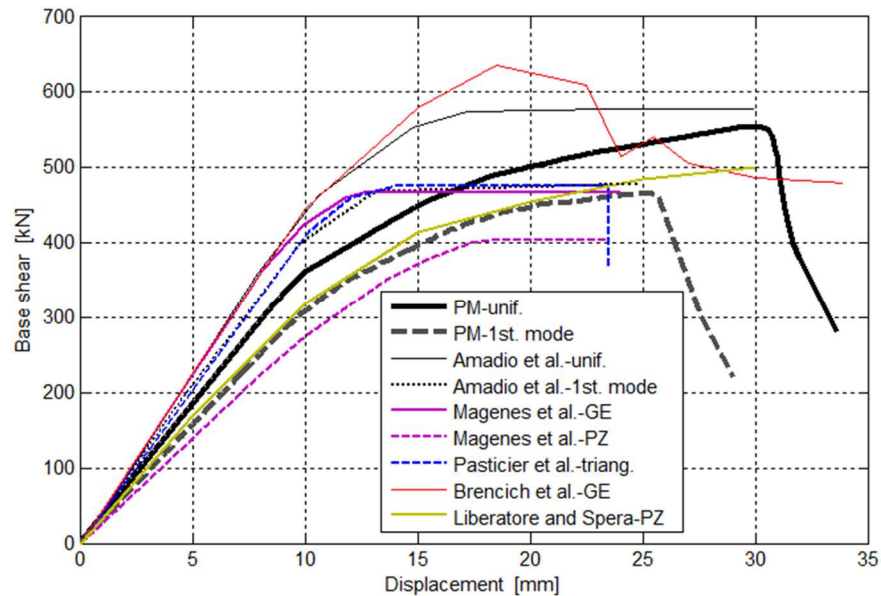


Figura 3.46 Curvas *pushover* obtenidas sobre pared “D” del edificio en vía Verdi, proyecto Catania

3.4 Discusión de los resultados y conclusiones

3.4.1 Paredes del prototipo de Pavia

El ensayo cíclico cuasi-estático de Pavia se diseñó a partir del ensayo dinámico llevado a cabo por Costley y Abrams (1995). En los dos ensayos los prototipos se diseñaron con un sistema de piso flexible. Una de las conclusiones relevantes de estos ensayos señala que cuando dos paredes paralelas y alineadas según la dirección de la acción sísmica están acopladas (incluso levemente) por un diafragma flexible, el desarrollo de la capacidad de corte en una de las paredes limita inmediatamente la fuerza que puede transferirse hacia la otra por el diafragma. Esto implica que no llegará a alcanzarse la capacidad última de la pared más fuerte (Costley y Abrams 1995; Calvi y Magenes 1994). Así, respecto al ensayo de Pavia, en la curva *pushover* de la *door-wall* (pared fuerte) deberían esperarse una reducción en la capacidad de corte y un mayor *drift* asociado a tal capacidad. Por el contrario, el comportamiento de la *window-wall* (pared débil) debería ser similar al de una pared independiente y un análisis *pushover* debería simularlo con buen grado de precisión (Calvi y Magenes 1997).

Respecto a la deformabilidad en las curvas *pushover*, es relevante indicar, en primer término, que los valores de *drift* global reportados en el ensayo de Pavia fueron inesperadamente altos (Calvi y Magenes 1994). Esto se explica (en buena medida) por el hecho de que, aunque el corte es el modo de falla dominante, la modalidad de agrietamiento diagonal que ocurrió fue

la escalonada, más dúctil que la directa (Calvi y Magenes 1997). El *drift* global en la *window-wall*, comparado con el de la *door-wall*, parece más apropiado para una pared de MNR (Figs. 3.36 y 3.40). El comienzo de la degradación está más claramente evidenciado en la curva experimental correspondiente a la *window-wall* que en la curva experimental de la *door-wall*. Por otro lado, la calibración del modelo propuesto en términos de deformabilidad (valores objetivo: desplazamientos máximos de curvas experimentales) reveló una simulación más consistente en el análisis *pushover* de la *window-wall*. En este caso, la calibración se alcanzó adoptando en el modelo propuesto aquí y en aquel de Galasco et al. (2006) un *drift* δ_I de 0.8% (curvas *PM-calib2* y *Galasco-b* en Fig. 3.40). Este acuerdo con Galasco et al. (2006) no se mantuvo en el caso de la *door-wall*. En este segundo caso, la calibración se consiguió con el modelo propuesto adoptando un *drift* δ_I de 1.2%, mientras que Galasco et al. (2006) lo hizo manteniendo el *drift* δ_I de 0.8% (curvas *PM-calib1* y *Galasco-a* en Fig. 3.36). Esta discrepancia se explicaría por el hecho de que el modelo de la *door-wall* elaborado por Galasco et al (2006) es más flexible que el modelo de la *door-wall* propuesto aquí.

Asimismo, en términos de deformabilidad, es digno de notar el buen grado de aproximación que las curvas *Galasco-b* en la *door-wall* y la *Galasco-a* en la *window-wall* exhiben con las curvas *PM-unif* en el inicio de su degradación (Figs. 3.36 y 3.40). El *drift* de corte en pilares usado en la obtención de las referidas curvas-*Galasco* fue de 0.40% (Galasco et al. 2006), prácticamente igual al usado en la consecución de las *PM-unif*. ($\delta_I = 0.45\%$). Por tanto, este buen grado de acuerdo era esperable, y revela consistencia de los dos modelos: el propuesto aquí y el de Tremuri (Galasco et al. 2002; Galasco et al. 2006) en la captura de la deformabilidad de paredes de MNR.

En lo tocante a las otras características (v.g. rigidez y ductilidad), la comparación de las curvas representadas en las figuras 3.36 y 3.40 muestran un buen acuerdo entre las rigideces elásticas de las curvas del modelo propuesto y de las curvas de referencia (incluidas las curvas experimentales). En particular, respecto a la *window-wall*, las curvas obtenidas por Galasco et al. (2006) y las curvas del modelo propuesto exhibieron prácticamente la misma rigidez elástica. En cuanto a los valores de capacidad de cortante en la base, el mejor ajuste de las curvas del modelo propuesto con respecto a la curva experimental se obtuvo en el caso de la *window-wall* (comportamiento más genuino de pared independiente). En el caso de la *door-wall*, los valores de capacidad de cortante en la base se situaron entre 140kN y 160kN, esto es, con un error inferior al 10% respecto del valor correspondiente de la curva experimental (Fig. 3.36).

En cuanto a las interacciones con la carga axial, debido a las limitaciones descritas en el apartado 3.3.1.3, Ruaumoko no puede considerarlas de manera directa, con un único tipo de miembro. En el caso de las paredes de Pavia, su omisión resultó en una sobrestimación de alrededor del 5% en la capacidad de cortante basal (Fig. 3.41). Es digno de señalar que esta pequeña sobrestimación se mantuvo tratándose de un edificio-prototipo de 6 pisos representativo de los existentes en el distrito del Eixample-Barcelona (véase capítulo 6).

En relación con las paredes de Pavia, la omisión de las vigas-dintel en el modelo propuesto tuvo el efecto de incrementar la rigidez elástica en las curvas *pushover* (Fig. 3.42), lo cual se explica por la pequeña incursión en el rango no lineal que sufrieron los resortes de corte en las vigas-dintel (Fig. 3.42).

Finalmente, al contrastar el estado último de las curvas fuerza-desplazamiento de la *door-wall* (Fig. 3.37) con el daño experimental verificado (Fig. 3.33a), el grado de correlación en las vigas-dintel no es tan bueno como en el caso de los pilares. Al parecer, dos factores son determinantes para ello: la asunción de la carga axial igual a cero en la evaluación de la capacidad de resistencia de las vigas-dintel y la simulación de la interacción entre macro-elementos mediante vínculos rígidos (Marques y Lourenzo 2014). Este último factor limitante, propio de la aproximación de pórtico equivalente, puede remediarse con un modelo bi-dimensional más avanzado que considere la interacción entre macro-elementos (modelización de vínculos). Un buen ejemplo de este tipo de modelo es el implementado en el programa 3DMacro a partir del trabajo de Calì et al. (2012).

3.4.2 Pared “D” del edificio en vía Verdi (Proyecto Catania)

Respecto de las curvas *pushover* de la pared “D” (proyecto Catania), debe destacarse en primera instancia su sensibilidad con respecto al patrón de carga lateral. Las variaciones significativas de la rigidez elástica en las curvas obtenidas por Magenes et al. (2000) y de la capacidad de cortante en la base en las curvas obtenidas por Amadio et al. (2011) bajo diferentes patrones de carga lateral ilustran este hecho (Fig. 3.46).

Las curvas más apropiadas como referencia para las PM-curvas son aquellas obtenidas por Amadio et al. (2011) puesto que comparten los patrones de carga lateral usados: uniforme y proporcional al primer modo de vibración. En este sentido, es digno de notar que tanto para las curvas PM como para las obtenidas por Amadio et al. (2011), las correspondientes al caso de carga lateral con distribución exhiben la mayor rigidez elástica y la mayor capacidad de cortante en la base. (Fig. 3.46). Considerando todo el conjunto de curvas, la mayor rigidez elástica en las curvas obtenidas por Amadio et al. (2011) puede atribuirse a una menos rígida aplicación del criterio de discretización de Dolce (1991), la cual reduce las alturas efectivas, especialmente en los pilares interiores de la pared “D”.

En cuanto a la capacidad de cortante en la base y a la capacidad de desplazamiento, las curvas-PM y las correspondientes curvas de Amadio et al. (2011) muestran un muy buen acuerdo. En particular, para las curvas asociadas a la carga lateral proporcional al primer modo, la capacidad de cortante en la base resultó de alrededor 470kN y la capacidad de desplazamiento (asociada al inicio de la degradación), de aproximadamente 24mm, con diferencias menores del 5%.

3.4.3 Conclusiones

En general, los códigos/programas de análisis estructural no están equipados con elementos específicos y leyes constitutivas adecuadas para estructuras de MNR. En particular, con

respecto al código Ruaumoko, este trabajo ha enfrentado tal déficit implementando, a partir de la aproximación de pórtico equivalente de Amadio et al. (2011), un macro-elemento tipo resorte para representar a los pilares y a las vigas-dintel de las paredes de MNR con aberturas.

En relación con las paredes de Pavia, se estableció que, pese al leve acoplamiento existente entre las paredes del prototipo, la *window-wall*, por tratarse de la pared débil, exhibe prácticamente un comportamiento independiente. Por tanto, su curva experimental constituiría una referencia más fiable para validar modelos numéricos que aquella de la *door-wall*. La validación del desplazamiento global de esta pared se alcanzó con un *drift* δ_1 de 0.8% en los modelos fuerza-desplazamiento de corte de los pilares. Este resultado sugiere que el *drift* de 0.4% recomendado por el Eurocódigo 8 (CEN 2005) es conservador, especialmente si se espera un modo de falla predominante de agrietamiento diagonal escalonado en los pilares.

En general, las curvas *pushover* obtenidas con el modelo propuesto exhiben un notable ajuste con las curvas experimentales y con varias curvas *pushover* reportadas por otros autores. Esta situación no se constata en las curvas *pushover* basadas en curvas fuerza-desplazamiento bilineales. Además, la consideración del primer agrietamiento y la degradación hasta resistencia (casi) cero en las relaciones multi-lineales de los miembros conducen a curvas *pushover* bastante desarrolladas. Esto mejora la identificación de los estados de daño y conlleva una evaluación sísmica de edificios de MNR más confiable.

Por último, cabe señalar que el programa Ruaumoko invirtió en los análisis *pushover* desarrollados entre uno y dos minutos. Así pues, el modelo propuesto implementado en Ruaumoko es simple y efectivo. La consideración de una manera integrada de las interacciones con la carga axial y la incorporación de elementos de interacción entre macro-elementos constituyen refinamientos que lo equipararían con modelos avanzados.

4. SISTEMAS DE PISO FLEXIBLE

4.1 El rol de la flexibilidad del diafragma en la respuesta sísmica de edificios de mampostería no reforzada

4.1.1 Consideraciones previas: premisas y alcance de este trabajo

A partir de la observación del daño causado por los sismos, Giuffré (1993) identifica dos modos de falla de los edificios de mampostería no reforzada (MNR). La inadecuada conexión entre paredes y/o paredes-diafragma de piso conduce a mecanismos de falla fuera del plano como el volcamiento (*overturning/rocking*) de las paredes perimetrales, lo que constituiría el denominado primer modo de falla. En cambio, si las paredes están bien conectadas entre sí y/o con los diafragmas, es posible aprovechar la totalidad los recursos de resistencia de la estructura. En este último caso, el modo de falla del edificio muy probablemente está asociado a la resistencia en el plano de las paredes: típicamente, fallas de corte o de flexo-compresión en los pilares, lo que representaría el segundo modo de falla.

La literatura internacional y las normativas (v.g. SNZ. NZS 1170.5 2004; NZSEE 2006; ASCE/SEI 41-06 2007) reconocen que una adecuada rigidez en el plano del diafragma de piso y un buen grado de ligazón entre paredes y entre paredes y piso posibilitan una eficiente respuesta global del edificio ante una acción sísmica. En buena medida, esta eficiencia tiene relación con una mejor transferencia de fuerzas entre las paredes del esquema resistente. En este contexto, pueden distinguirse en los diafragmas de piso dos tipos de fuerzas: a) las fuerzas inerciales, inducidas por la aceleración del piso, y b) las fuerzas de transferencia, originadas a partir de las diferencias de desplazamiento lateral de las paredes del esquema resistente a cargas laterales del edificio. Las fuerzas de transferencia se generan entre paredes contiguas, desde las débiles hacia las fuertes, gracias a la acción de diafragma del piso (activación de su rigidez a corte). Del tipo de esquema resistente y de la geometría del edificio dependerá cuál de estas dos fuerzas, las inerciales o las de transferencia, predomine (Gardiner et al. 2008).

En este trabajo, se ha asumido, en primer lugar, un buen grado de conexión entre paredes y paredes-diafragmas de piso y, derivado de ello, un comportamiento sísmico gobernado por el segundo modo de falla global. Además, con miras a la modelización de edificios existentes de muro portante de MNR, consistente con las asunciones anteriores, se ha decidido, en relación a los diafragmas de piso, considerar únicamente las fuerzas de transferencia. Así, las fuerzas inerciales, responsables de los mecanismos de falla fuera del plano (en las paredes ortogonales a la dirección de la acción sísmica), se ignoran, con lo cual el comportamiento de las unidades/paneles de piso correspondería al de un diafragma sometido a corte simple. En el marco de los programas de análisis sísmico de edificios de MNR, el programa de ordenador Tremuri (Galasco et al. 2002, 2006; Lagomarsino et al. 2013), adopta también un criterio de modelización del sistema de piso basado en su comportamiento a corte.

Los pisos de los edificios existentes de MNR con tipología de muro portante se ubican, en general, dentro de la categoría de sistemas unidireccionales de piso. En esta investigación se han considerado dos de estos sistemas de piso: 1) de envigado de madera y entablado y 2) de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR), típicos en los edificios de vivienda del Eixample. En cuanto al tipo de entablado, se han tomado en cuenta dos subtipos: a) de entablado simple (una capa de tablas rectas), y b) de entablado doble ortogonal (dos capas de entablado, con tablas rectas dispuestas ortogonalmente). En la sección 5.2.2 se abordarán la justificación de esta selección y los detalles de configuración de estos pisos. En las secciones que siguen se tratarán los aspectos teóricos relacionados con la caracterización de desempeño sísmico de los pisos anotados, con énfasis en la evaluación de su rigidez a corte. Esta revisión teórica irá desde las cuestiones generales hasta las especificidades de cada sistema de piso.

4.1.2 Influencia de la rigidez del diafragma de piso en la respuesta en el plano de las paredes

En relación con la modelización de pisos flexibles, es importante tener en cuenta que la rigidez del piso juega un rol clave en la respuesta sísmica del edificio. Los diafragmas rígidos distribuyen la carga lateral entre las paredes del esquema resistente proporcionalmente a su rigidez. Por su parte, los diafragmas flexibles conllevan una distribución de la carga lateral proporcional al área de influencia de cada pared, suponiendo un comportamiento de la pared tanto más independiente cuanto más flexible sea el diafragma. En términos de transferencia de carga, en el caso límite de pisos infinitamente flexibles, no habría transferencia de carga desde las paredes falladas a las todavía resistentes. Por el contrario, en el caso límite de pisos infinitamente rígidos, dicha transferencia sería sobrestimada (Calderini et al. 2012).

Con el objetivo de clarificar la influencia de la transferencia de carga entre las paredes, Brignola (2009) y Calderini et al. (2012) realizaron unos análisis *pushover* de edificios muy elementales. Juzgamos pertinente repasar aquí el ejercicio desarrollado por Calderini et al. (2012) sobre un edificio de un piso y un vano. Dicho edificio consistió en dos paredes con aberturas, P1 y P3, y dos paredes llenas, P2 y P4 (Fig. 4.1). La pared P1 se concibió menos rígida que la P3; las masas asociadas a cada pared se asumieron iguales.

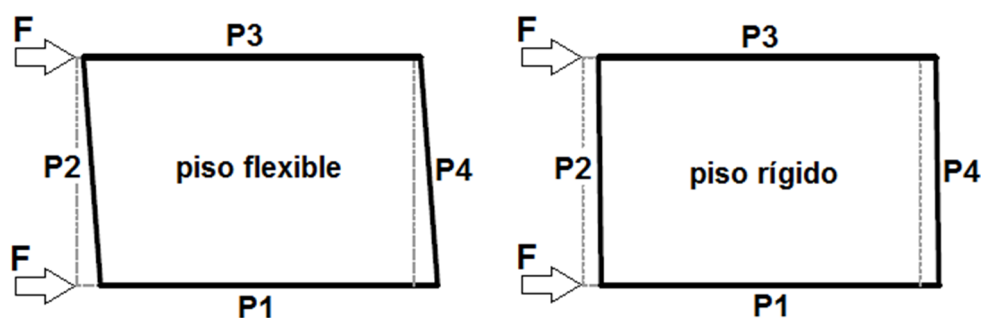


Figura 4.1 Esquema de análisis *pushover* sobre edificio elemental (adaptado de Calderini et al., 2012)

Los resultados de un análisis *pushover* con patrón de carga lateral uniforme se resumen en la figura 4.2, considerando dos casos: 1) piso infinitamente flexible, y 2) piso rígido.

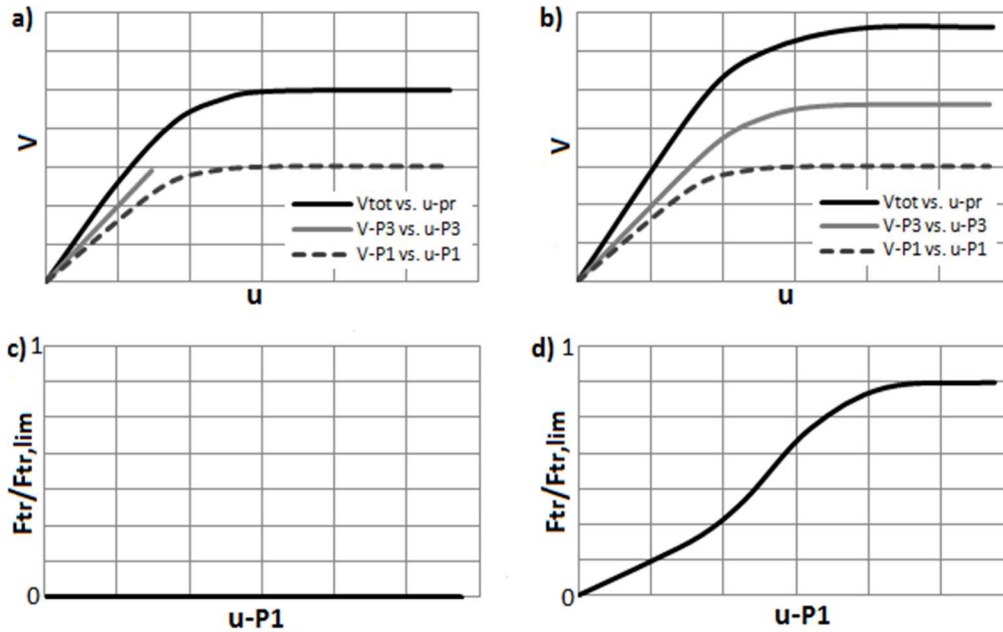


Figura 3.2 Efecto de transferencia de carga como función de la rigidez de piso. a) y c): caso infinitamente flexible; b) y d): caso infinitamente rígido (adaptado de Calderini et al., 2012)

Las curvas V_{tot} vs. $u-pr$ (línea llena y negrita en figuras 4.2a y 4.2b), representan los cortantes en la base de la estructura, V_{tot} , en función de los desplazamientos promedio de las paredes P1 y P3, $u-pr$. Las curvas $V-P1$ vs. $u-P1$ (línea entrecortada en figuras 4.2a y 4.2b) y $V-P3$ vs. $u-P3$ (línea llena y gris en figuras 4.2a y 4.2b) representan los cortantes en la base asociados a las paredes P1 y P3 en función de sus correspondientes desplazamientos ($u-P1$, $u-P3$). En los diagramas inferiores se muestra la fuerza de transferencia entre P1 y P3 normalizada con respecto al valor límite de fuerza de transferencia ($F_{tr}/F_{tr,lim}$) como función del desplazamiento de la pared P1, $u-P1$. La fuerza de transferencia entre P1 y P3 (cantidad de corte transferido, por la acción del diafragma de piso, de P1 a P3), F_{tr} , se evaluó como:

$$F_{tr} = \frac{V_{P3} - V_{P1}}{2} \quad (4.1)$$

donde, V_{P3} es el cortante en la base atribuible únicamente a la pared P3 ($V-P3$ en Fig. 4.2) y V_{P1} es el cortante en la base atribuible únicamente a la pared P1 ($V-P1$ en Fig. 4.2).

En las curvas inferiores de la figura 4.2 puede constatar, en el caso de piso infinitamente flexible (izquierda), que la transferencia de cargas entre las paredes no es posible ($F_{tr}/F_{tr,lim} = 0$). Debido a ello, cuando P1 (pared débil) alcanza su resistencia máxima, la resistencia de P3

(pared fuerte) no puede desarrollarse más, quedándose en la fase de respuesta elástica. En el caso de piso infinitamente rígido, debido al acoplamiento proporcionado por el piso, los desplazamientos asociados a P1 y a P3 en un mismo punto de análisis deberían ser iguales. Sin embargo, se observa una leve diferencia, explicable por un cierto efecto de torsión que había que esperar, dado que P1 y P3 no son igualmente rígidas. En este último caso, la pared P3 pudo disponer totalmente de su recurso de resistencia y la transferencia de carga incrementarse asintóticamente hasta su valor límite $F_{tr,lim}$.

Las conclusiones de los análisis *pushover* desarrollados por Brignola (2009) sobre un edificio elemental de un piso y dos vanos (tres paredes) se organizan en torno a tres casos. En el caso de que las tres paredes resistentes sean idénticas, esto es, que sus rigideces, resistencias y masas asociadas sean iguales, la influencia del diafragma de piso es inexistente ($F_{tr} = 0$), cualquiera sea su rigidez a corte. Por otro lado, si las masas asociadas con cada pared son distintas, incluso si las tres paredes presentan las mismas propiedades mecánicas (rigidez y resistencia), la acción del diafragma conlleva una transferencia de fuerzas de las paredes menos cargadas a las otras. Por último, si las paredes tienen diferentes propiedades de rigidez y/o resistencia, esta transferencia de fuerzas suele producirse en cuantías más significativas.

Tanto los análisis de Calderini et al. (2012) como los de Brignola (2009) dejan claro que, al evaluar un edificio con piso no rígido, es crucial una apropiada estimación de la rigidez a corte de dicho piso. Claramente, la asunción de piso rígido sobrestimaría la capacidad del edificio y, por el contrario, asumir un piso más flexible de lo que en realidad es, conllevaría una subestimación de dicha capacidad. Se debe señalar, finalmente, que en las conclusiones de Calderini et al. (2012) y Brignola (2009) está asumida implícitamente la respuesta elástica del piso. Brignola (2009) prevé que la influencia del tipo de piso sea mucho más significativa al introducir más parámetros de caracterización (v.g. resistencia y ductilidad).

4.1.3 Rigidez total de un sistema de piso: enfoque general

Aunque en este trabajo se asume un buen grado de conexión entre las paredes y el diafragma, se ha considerado pertinente reseñar un enfoque general del problema de la rigidez de piso, el cual considera este grado de conexión como una variable más. A este respecto, Brignola (2009), que centra su trabajo en los mecanismos de falla fuera del plano de las paredes y un primer modo de falla global del edificio de MNR, plantea el concepto de rigidez total de la unidad de piso.

La rigidez total de un diafragma de piso bajo la carga sísmica F está dada por las contribuciones de la rigidez en el plano del diafragma ($K_{eq,d}$) y de la rigidez en el plano de los conectores de corte entre piso y pared (K_c), como se esquematiza en la Figura 3.3. Los dos sistemas (diafragma y conectores) están dispuestos en serie y el desplazamiento total en la mitad del vano, Δ_T , viene dado por la suma de dos contribuciones: la debida a la rigidez de los conectores de corte, Δ_c , y la debida a la rigidez del diafragma, Δ_d , es decir, $\Delta_T = \Delta_c + \Delta_d$.

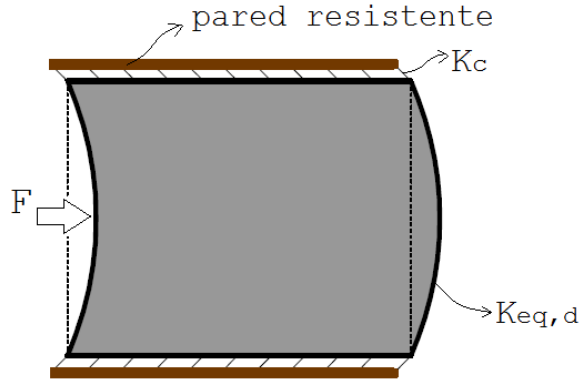


Figura 3.3 Contribuciones a la rigidez total en el plano del sistema de piso

En el caso ideal cuando los conectores son perfectamente rígidos ($K_c \rightarrow \infty$), la deformación total se debe únicamente a la rigidez del diafragma. También en el caso ideal cuando se asume un diafragma rígido ($K_{eq,d} \rightarrow \infty$), la deformación total sería atribuible únicamente a la rigidez de los conectores. En rigor, la rigidez equivalente del sistema de piso (diafragma + conectores), $K_{eq,c+d}$, vendría dada por la combinación de ambas contribuciones

$$K_{eq,c+d} = \left(\frac{1}{K_{eq,d}} + \frac{1}{K_c} \right)^{-1} \quad (4.2)$$

donde, $K_{eq,c+d}$ es la rigidez a corte del sistema de piso completo (diafragma + conectores), $K_{eq,d}$ es la rigidez a corte del diafragma de piso únicamente y K_c es la rigidez a corte de los conectores.

Brignola (2009) plantea una formulación para la rigidez a corte equivalente del sistema de piso como función de la rigidez a corte equivalente del diafragma, G_d , y la rigidez a corte de los conectores, K_c . En el presente trabajo, la asunción de un buen grado de conexión paredes-diafragma implica el caso ideal de conectores piso-pared rígidos ($K_c \rightarrow \infty$), con lo cual la rigidez total del sistema de piso ($K_{eq,c+d}$) es la que corresponde al diafragma únicamente:

$$K_{eq,c+d} = K_{eq,d} = K_d \quad (4.3)$$

4.1.4 Rigidez de corte del diafragma de piso: aproximación general

Dependiendo de la rigidez relativa paredes-diafragma de piso, el comportamiento del diafragma de piso puede variar desde muy flexible hasta rígido. Un piso rígido obliga a las paredes a moverse juntas, como una sola entidad, distribuyendo la carga lateral en proporción a la rigidez de las paredes. Convencionalmente (según las normativas), se considera un piso flexible cuando la deformación de las paredes es pequeña comparada con la correspondiente al piso. En este último caso, las paredes resistirían fuerzas laterales

proporcionales a su masa tributaria asociada, del mismo modo que una viga distribuye su carga entre los dos apoyos.

Una analogía común que facilita el estudio del comportamiento de un diafragma no rígido es aquella de la viga armada horizontal tipo-I (Fig. 4.4). En este caso, y partiendo de la base de un comportamiento a flexión, los elementos de atado perimetral del diafragma funcionan como las alas, y el tablero de piso, como el alma. Ante una carga lateral, los patines se responsabilizan exclusivamente de la respuesta a flexión, en tanto que el alma se hace cargo de la respuesta a corte (ATC 1981; Kim and White 2003; Sweeney et al. 2005).

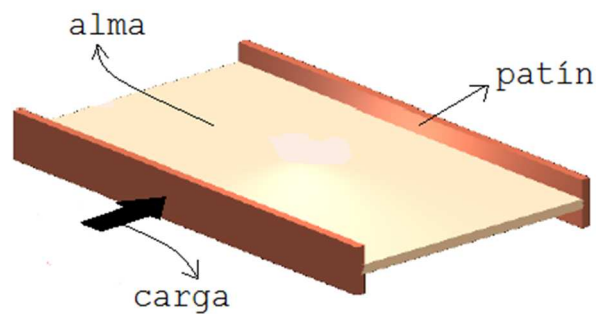


Figura 4.4 Analogía de viga para el planteamiento de la rigidez en el plano del sistema piso

Durante la respuesta sísmica, la flexibilidad en el plano del diafragma tiende a desacoplar la masa del sistema de piso de la masa correspondiente de las paredes del esquema resistente. El diafragma responde en su propio plano, excitando con su fuerza inercial las paredes ortogonales a las resistentes. En caso de no contar con buenas conexiones pared-pared y/o pared-diafragma, son probables los mecanismos de falla fuera del plano. Un esquema de la configuración deformada del tablero de piso en esta situación se presenta en la figura 4.5.

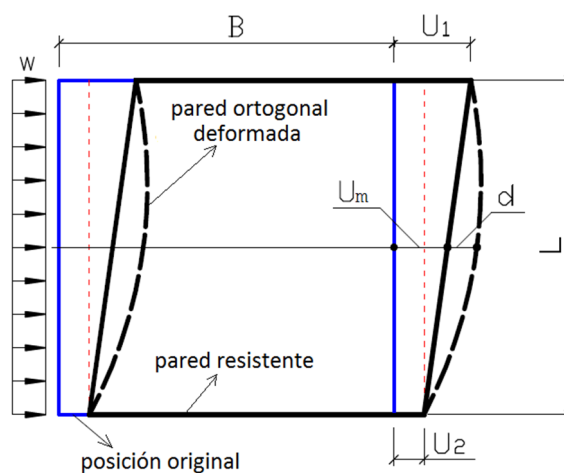


Figura 4.5 Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica

En la figura 4.5, u_1 y u_2 son los desplazamientos laterales relativos (con respecto al piso inferior) de las paredes resistentes; u_m , la deriva (*drift*) de entrepiso promedio de las paredes resistentes: $u_m = (u_1 + u_2)/2$; d : máxima deformación horizontal del diafragma de piso. El criterio convencional para clasificar los diafragmas de piso en función de su flexibilidad/rigidez en el plano antes que referirse a la relación de rigideces paredes/diafragma lo hace al patrón de deformada esquematizado en la figura 4.5. Varias normativas internacionales, como FEMA 450 (2003), SNZ. NZS 1170.5 (2004) y el ASCE/SEI 41-06 (2007), categorizan un diafragma como flexible si la deformación horizontal máxima del diafragma de piso es más de dos veces la deriva (*drift*) de entrepiso promedio de los elementos resistentes a la fuerza lateral: $d > 2u_m$, y rígido, si $d < 1/2u_m$. Claramente, este criterio de clasificación es muy vasto, ya que no contempla subrangos que establezcan grados de flexibilidad/rigidez para los diafragmas de piso.

Por otro lado, para orientar la modelización del piso, en el presente trabajo fue necesario reparar en los aspectos tipológicos. En Estados Unidos, Nueva Zelanda y Australia, son comunes los edificios de MNR con pisos flexibles ($d > 2u_m$). Esto se debe a que en dichos países, en donde los edificios de MNR muestran un gran parentesco tipológico (Brignola et al. 2012; Wilson et al. 2014), los tableros de piso son comúnmente de gran tamaño (alrededor de 10m la longitud del lado mayor), con relación de aspecto alrededor de dos y con elementos de atado perimetral (Brignola et al. 2012; Wilson 2012; Giongo 2013; Wilson et al. 2014). En cambio, los pisos de los que nos ocuparemos aquí, pertenecientes a los edificios del distrito del Eixample de Barcelona, España, son, en general, mucho más pequeños (alrededor de 4.5m la longitud del lado), con relación de aspecto alrededor de la unidad (Vila 1989) y sin atado perimetral, características que los harían cercanos, en términos tipológicos, a los pisos de los edificios de MNR italianos (Piazza et al. 2008; Valluzzi et al. 2010; Gattesco y Macorini 2014).

Con respecto a las comparaciones hechas, cabe indicar que tanto los pisos italianos como los del Eixample, comparados con los de Estados Unidos o los de Nueva Zelanda, bajo el criterio de clasificación señalado arriba, deberían ser menos flexibles. En este segundo caso, el desplazamiento lateral de entrepiso promedio de las paredes resistentes (u_m) y las fuerzas de transferencia cobrarían mayor relevancia. De hecho, varios trabajos italianos (Corradi et al. 2006; Valluzzi et al. 2010; Gattesco y Macorini 2014), en los que se han ensayado especímenes de pisos de madera para establecer sus parámetros de desempeño sísmico, han establecido una configuración de ensayo de viga (ancha) cantiléver con una carga horizontal en el extremo. Evidentemente, en dichos trabajos experimentales se decidió asumir que las fuerzas de transferencia y los desplazamientos de las paredes gobiernan el comportamiento de los diafragmas de piso.

Debido a las premisas de este trabajo (buen grado de conexión entre paredes y paredes-piso y un segundo modo de falla global) y a las consideraciones arriba señaladas, la deflexión del diafragma de piso, d , se ignorará como variable de estudio. La configuración deformada relevante del diafragma de piso será, entonces, aquella asociada al desplazamiento lateral relativo de las paredes resistentes. Ante la aplicación de una carga lateral, el comportamiento

del diafragma correspondería, de manera idealizada (ignorando la deformabilidad por flexión), al de una placa solicitada a corte simple, tal como se ilustra en la figura 4.6.

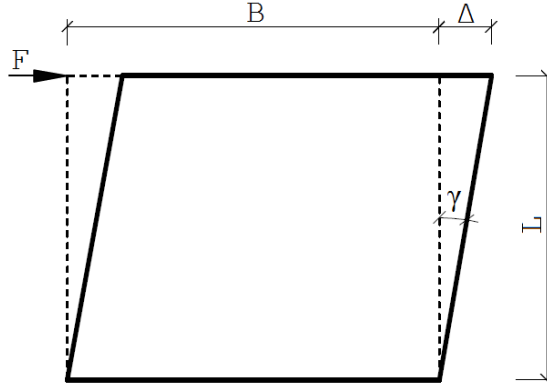


Figura 4.6 Comportamiento de corte simple en diafragma de piso

Atendiendo al esquema de la figura 4.6, la rigidez a corte del diafragma, K_d , puede obtenerse a partir de las siguientes fórmulas:

$$\gamma = \frac{\Delta}{L} \quad ; \quad \tau = \frac{F}{\kappa B t} \quad (4.4)$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \Rightarrow G = \frac{\chi F L}{B t \Delta} \quad ; \quad \frac{F}{\Delta} = K_d \quad (4.5)$$

$$K_d = \frac{G B t}{\chi L} \Rightarrow K_d = \frac{G_{eq} B t}{\chi L} \quad (3.6a), (3.6b)$$

donde, B es la dimensión del diafragma paralela a la carga, L , la dimensión del diafragma perpendicular a la carga, t , el espesor del diafragma, G , el módulo de corte y $\chi = 1/\kappa = 1.2$: factor de corte para secciones rectangulares.

La fórmula (4.6a) idealiza el piso como placa homogénea de espesor constante (diafragma equivalente). Su aplicación, no obstante, impone el reconocimiento de la condición de miembro compuesto del piso mediante la sustitución del módulo de corte G por un módulo de corte equivalente, G_{eq} (fórmula 4.6b). El módulo de corte equivalente, G_{eq} , que puede obtenerse mediante procedimientos analíticos o experimentales, representa el parámetro principal de caracterización sísmica de un sistema de piso (entendido como macro-elemento), ya que posibilita la evaluación de su rigidez a corte con independencia de su geometría y dimensiones. Por otro lado, algunas normativas (v.g. ASCE/SEI 41-06 2007) prefieren utilizar como parámetro caracterizador del piso la rigidez a corte equivalente del

diafragma, G_d , en lugar del módulo de corte equivalente, G_{eq} . G_d se define como el módulo de corte equivalente multiplicado por el espesor del diafragma ($G_d = G_{eq} \times t$).

4.2 Pisos de madera

Los pisos de madera son un ensamblaje de tres componentes: 1) entramado/envigado, 2) piso/entablado y 3) elementos de arriostramiento y atado. La normativa NZSEE (2006) distingue cuatro tipos de piso/recubrimiento: entablado recto simple, entablado inclinado simple, entablado inclinado doble y paneles de madera contrachapada. El entramado está constituido por uno o dos niveles de envigados (en el caso de dos niveles, un primario, compuesto de vigas, y un secundario, ortogonalmente dispuesto en relación al primario, compuesto de viguetas). En este trabajo nos centraremos en los pisos con entramado simple, conformado por un conjunto unidireccional de viguetas. Se asumirá, además, que las viguetas cuentan con arriostramiento lateral aunque no con atado perimetral.

En el marco de la clasificación convencional empleada por las normativas NZSEE (2006) y ASCE/SEI 41-06 (2007), hemos centrado el estudio en dos subtipos: a) de entablado simple y b) de entablado doble. Debido a los varios aspectos que caracterizan a estos sistemas de piso (v.g. tamaño de viguetas, espaciamiento entre viguetas, espesor de las tablas, diámetro de los clavos, espaciamiento entre clavos), no se utilizan valores fijos de G_{eq} sino rangos referenciales para caracterizarlos. De hecho, las estimaciones de G_{eq} que proporcionan tanto normativas como investigadores presentan discrepancias (NZSEE 2006; ASCE/SEI 41-06 2007; Brignola et al. 2009; Wilson *et al.* 2014). Por otro lado, si se consideran las investigaciones en donde se han obtenido experimentalmente valores de G_{eq} , debe prestarse mucha atención a la configuración del ensayo y a sus limitaciones. Es decir, la adopción de valores para G_{eq} demanda el buen criterio del ingeniero/investigador.

Existen cuatro vías para evaluar el G_{eq} de un determinado tipo de piso: 1) mediante el uso de normativas, 2) mediante ensayos experimentales de especímenes de piso, 3) mediante el uso/deducción de fórmulas y/o 4) mediante simulación numérica. Los pisos de madera han sido objeto de mucha investigación reciente. Los trabajos más rigurosos alrededor del G_{eq} comprenden tanto su evaluación experimental como analítica. En estos casos, la evaluación experimental constituye la primera fase de estudio.

Una breve descripción de lo que supone dicho estudio teórico-experimental es pertinente. A partir de un ensayo cíclico cuasi-estático del espécimen de piso y, concretamente, de la curva fuerza-desplazamiento envolvente, se establece la rigidez elástica y se adopta una estrategia para su bi-linealización. Luego, mediante un proceso de identificación, usando la formulación adecuada para la configuración del ensayo, se determina el valor de G_{eq} . La fase analítica consiste en plantear una formulación para describir la deformada del piso. Se prueban diversas hipótesis de comportamiento y se obtienen las formulaciones asociadas, contrastando cada vez con la deformada experimental hasta obtener un buen grado de ajuste. A partir de la formulación que describe la deformada experimental, se establecen la rigidez del piso y el G_{eq} analítico.

En las secciones que siguen se reseñan los trabajos más relevantes sobre evaluación experimental de la rigidez a corte de pisos de madera; luego se comentan las formulaciones y/o los procedimientos establecidos por las normativas ASCE 41-06 (2007) y NZSEE (2006, 2011); finalmente, en el apartado sobre evaluación analítica de la rigidez a corte, se tratarán los dos estudios considerados en este trabajo. El primero evalúa la rigidez a corte de los pisos de madera con la carga paralela a las viguetas (Brignola et al. 2009); el segundo considera la condición ortótropa del piso (Gattesco et al. 2014).

4.2.1 Evaluación experimental de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera

Consideraciones preliminares

En buena medida, las investigaciones experimentales sobre el desempeño sísmico de pisos de madera se llevan a cabo en el marco de campañas experimentales interesadas en probar la efectividad de métodos/técnicas de rigidización (y/o reforzamiento). Un análisis comparativo de las técnicas tradicionales de rigidización/reforzamiento puede encontrarse en Piazza et al. (2008). En este capítulo nos centraremos en la evaluación del comportamiento sísmico de edificios existentes de MNR con pisos flexibles originales. Más adelante nos ocuparemos del desempeño sísmico de pisos de madera intervenidos con diferentes métodos de rigidización. No obstante, se hace una excepción con el uso de una segunda capa de entablado ya que, para una parte de los edificios de MNR del distrito del Eixample-Barcelona, ésta constituye una característica tipológica de sus pisos (Sugrañes 1916; Paricio 2008).

En la revisión panorámica de las investigaciones experimentales sobre el desempeño sísmico de pisos de madera que se hace a continuación, se ha centrado el interés en la rigidez a corte de los pisos originales no rigidizados. Una de las asunciones de este trabajo es que, en el marco de la respuesta sísmica del edificio, la respuesta de los pisos se mantiene en el campo elástico. Una discusión acerca de los valores obtenidos es difícil por dos razones: 1) las diferencias en la configuración de los ensayos (v.g. características de los especímenes, forma de aplicación de la carga lateral), y 2) las diferencias en los procedimientos de evaluación de la rigidez a partir de las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas.

Una característica relevante, común a todos las campañas experimentales resumidas en la sección subsiguiente (*Revisión de la investigación experimental*), excepto la de Corradi et al. (2006), es que la carga lateral sobre el espécimen de ensayo se aplicó de forma paralela a la dirección de las viguetas. La rigidez a corte de los pisos de madera en la dirección perpendicular a las viguetas debe esperarse, en principio, que sea distinta a la rigidez en la dirección paralela, dada la naturaleza ortotrópica de los elementos del piso (tablas y viguetas). A este respecto, Wilson et al. (2014) destacan entre los resultados de su programa experimental que la rigidez a corte perpendicular a las viguetas es un 68% de la rigidez a corte paralelo a las viguetas para el espécimen original, no rigidizado.

Los estudios reseñados en la sección subsiguiente cubren, en primera instancia, las primeras investigaciones experimentales (Ewing y Johnson 1981; Peralta 2003). Se hace luego una

revisión panorámica de un ciclo de investigaciones europeas en el que los especímenes de ensayo se consideraron representativos de los pisos de madera del Eixample (semejanzas en términos de relación de aspecto, tamaños de viguetas y espesores de tablas). Los trabajos recientes de Giongo (2013) y Wilson et al. (2014) no se consideraron, ya que sus especímenes de ensayo, representativos de pisos típicos de Nueva Zelanda, poseen características que se distancian significativamente de las típicas en los edificios del Eixample. En concreto, Giongo (2013) ensayó especímenes de $9.6\text{m} \times 5.6\text{m}$, con viguetas de $5\text{cm} \times 30\text{cm}$; en cambio, Wilson et al. (2014) ensayaron especímenes de $10.4\text{m} \times 5.5\text{m}$ con viguetas de $4.5\text{cm} \times 29\text{cm}$.

Revisión de la investigación experimental

El trabajo de Ewing y Johnson (1981) constituye la primera investigación significativa sobre el desempeño sísmico de pisos de madera. Se llevó a cabo como parte de un estudio centrado en el desarrollo de una metodología de mitigación de vulnerabilidad sísmica en edificios de MNR existentes en California. Ewing y Johnson (1981) ensayaron catorce especímenes ($18.3\text{m} \times 6.1\text{m}$: relación de aspecto 3:1) bajo un patrón de carga híbrido pseudo-estático y dinámico. Las curvas histeréticas resultantes de los ensayos revelaron, en general, un comportamiento fuertemente no lineal. No obstante, los diafragmas exhibieron poco daño y mantuvieron el estado de servicio después del ensayo.

Posteriormente, Peralta et al. (2004) ensayaron, bajo carga cíclica cuasi-estática, tres especímenes de pisos de madera, con detalles constructivos típicos de los edificios de MNR del Medio Oeste de Estados Unidos de antes de los 50's. Las cargas pseudo-estáticas se aplicaron en dos localizaciones a $1/3$ de los bordes. Los especímenes, de $7.32\text{m} \times 3.66\text{m}$ (relación de aspecto 2:1), se rigidizaron utilizando dos tipos de solución (y en uno de los especímenes, tres) y sometidos nuevamente a ensayo para determinar la efectividad del método de rigidización. Para la discusión de los resultados los autores propusieron, a partir de las curvas envolventes, una representación bilineal con la misma energía absorbida que el sistema real. Los valores de desempeño experimentales se compararon con aquellos predichos por las ecuaciones del FEMA 273 (1997) y FEMA 356 (2000). En términos de rigidez, los resultados experimentales mostraron que el FEMA 273 tendía a una sobrestimación, mientras que el FEMA 356, en cambio, resultaba conservador.

Corradi et al. (2006) inicia un ciclo de investigaciones europeas ensayando, en la Universidad de Perugia, varios especímenes de piso de $3\text{m} \times 3\text{m}$, representativos de edificios históricos de Italia. En algunos de estos especímenes se implementó una solución de reforzamiento/rigidización. El espécimen del piso de entablado simple se construyó usando viguetas de $18\text{cm} \times 18\text{cm}$ y piezas de tabla de 60cm de largo. Tanto éste como el resto de especímenes se ensayaron bajo carga cíclica pseudo-estática, con una configuración diseñada para estudiar su respuesta a corte simple. Con base en la respuesta fuerza-desplazamiento, se definió la rigidez de corte del espécimen, k_d , a partir de la secante de la curva envolvente a $1/3$ de la carga máxima, con la siguiente fórmula:

$$k_d = \frac{F_{1/3}}{\gamma_{1/3} \cdot L} \quad (4.7)$$

donde, $F_{1/3}$ es el valor correspondiente a 1/3 de la carga máxima de la curva envolvente, $\gamma_{1/3}$ es la deformación de corte correspondiente a $F_{1/3}$ y L es la longitud del espécimen de ensayo perpendicular a la carga.

Además, Corradi et al. (2006) evaluaron (a partir de las rigideces a corte obtenidas experimentalmente), para cada espécimen de piso, una rigidez a corte equivalente, G_d , del siguiente modo:

$$G_d = \frac{k_d \cdot L}{B} \quad (4.8)$$

donde, B es la longitud del espécimen paralela a la carga y L la longitud del espécimen normal a la carga.

Para los dos especímenes correspondientes a piso de entablado simple, se obtuvieron módulos de corte equivalente, G_{eq} ($G_d = G_{eq} \times t$; $t = 3\text{cm}$), de 10Mpa y 16Mpa. Por otra parte, cabe anotar que uno de los especímenes ensayados consistió en un entablado doble, con las tablas dispuestas ortogonalmente. La rigidez a corte equivalente para este espécimen, G_d , fue de 1700kN/m, suponiendo 3.5 y 6 veces los valores obtenidos para los pisos de entablado simple.

Gattesco y Macorini (2008), en el marco de un estudio para probar la efectividad de una técnica de rigidización consistente en el uso de placas de clavos (para conectar longitudinalmente las tablas del entablado), establecieron la rigidez a corte simple de un espécimen de piso de entablado no rigidizado. Tal espécimen, de 4m×4m, se construyó con siete viguetas de 16cm×18cm igualmente espaciadas (63.9cm entre ejes). Las tablas, de 2.3cm, se conectaron a las viguetas mediante dos clavos en las intersecciones tabla-vigueta. La rigidez a corte del piso no rigidizado se evaluó siguiendo las vías experimental, de simulación numérica y la teórico-analítica. El espécimen de ensayo se dispuso verticalmente, y una fuerza horizontal cíclica se aplicó en su borde superior. Los resultados de los ensayos fueron curvas histeréticas fuerza-desplazamiento en el borde superior del espécimen. El valor de la rigidez obtenido numéricamente ($k_s = 2146\text{kN/m}$; $G_{eq} = 80\text{MPa}$) mostró acuerdo con aquellos valores de rigidez secante obtenidos para distintos valores de carga (menores a 50kN) a partir de las curvas experimentales, mientras que la rigidez obtenida teóricamente ($k_s = 130\text{kN/m}$; $G_{eq} = 5\text{MPa}$) resultó significativamente menor.

Piazza et al. (2008) evaluaron experimentalmente el comportamiento sísmico de pisos de madera en los que se aplicaron cinco diferentes técnicas de rigidización. La campaña experimental consideró dos tamaños de especímenes: 2m×1m (tamaño pequeño) y 5m×4m (tamaño real); estas dimensiones últimas son comunes en edificios históricos de Italia. Ambos tipos de especímenes se construyeron con tablas y viguetas de tamaño real. En

primer lugar, se realizaron ensayos monotónicos sobre los especímenes de tamaño pequeño, y luego ensayos cíclicos sobre los especímenes de tamaño real.

El espécimen de piso original (no rigidizado) estuvo compuesto por un entablado simple con tablas de 20cm de ancho y 3cm de espesor apoyado sobre viguetas de 18cm×18cm, con un espaciamiento de 50cm entre ellas. Se aplicó sobre él un atado perimetral con pletina de acero. La conexión tabla-vigueta en cada intersección se realizó con cuatro clavos. La carga lateral se aplicó mediante un actuador hidráulico, y se distribuyó en cuatro puntos de carga. El esquema estructural adoptado para la transmisión de la carga lateral, como se muestra en la figura 4.7, comprendió un sistema jerárquico de dos niveles de vigas de acero.

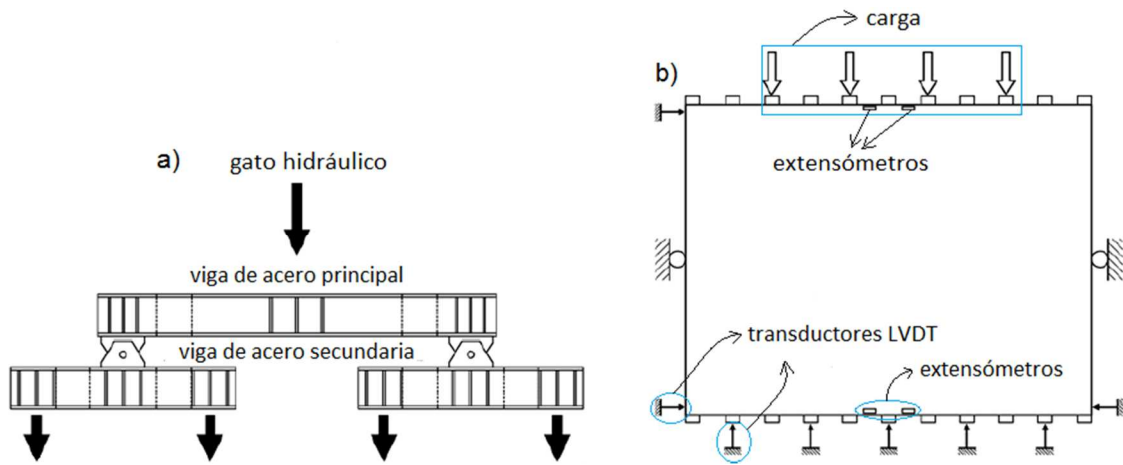


Figura 4.7 Configuración de ensayo de Piazza et al. (2008): a) transferencia de carga mediante estructura tipo árbol; b) esquema de instrumentación (adaptado de Piazza et al., 2008)

En relación a los resultados de los ensayos cíclicos cuasi-estáticos, se reportaron en términos de curvas (histeréticas) fuerza versus desplazamiento en la mitad del vano. A partir de las rigideces obtenidas del análisis de estas curvas, y tras constatar deflexiones de los especímenes gobernados por el corte, se evaluó para cada espécimen su módulo equivalente de corte, G_{eq} , mediante la fórmula:

$$G_{eq} = \frac{k_d \cdot L}{4 \cdot B \cdot t} \quad (4.9)$$

donde, k_d es la rigidez a corte del espécimen obtenido de la curva experimental fuerza-desplazamiento; L es longitud del espécimen perpendicular a la carga; B es la dimensión del espécimen paralelo a la carga; y t es el espesor de las tablas del entablado. Piazza et al. (2008) evaluaron el G_{eq} para el espécimen de tamaño real de piso no rigidizado en alrededor de 10MPa (a partir de gráfico). Además, para el caso del espécimen rigidizado con una segunda capa de entablado (colocado a 45° respecto de la primera), obtuvieron un G_{eq} de aproximadamente 110 MPa.

Valluzzi et al. (2010) desarrollaron en la Universidad de Padua un programa experimental para evaluar el comportamiento bajo carga lateral de pisos de madera originales (no rigidizados) y rigidizados. En el marco de este programa, se diseñó y construyó una máquina específica de ensayos para simular el comportamiento a corte simple monotónico y cíclico de pisos de madera, aunque Valluzzi et al. (2010) se centraron en los ensayos monotónicos. El esquema estructural básico del ensayo estaba constituido por un marco de acero cuadrado articulado en el que se insertaron los especímenes de piso de modo que las viguetas quedaron dispuestas horizontalmente y las tablas del entablado podían rotar libremente. En relación con los apoyos, se consideraron tres de tipo simple en la base del espécimen de piso, como se aprecia en la figura 4.8. La vigueta inferior del piso se fijó completamente a la viga de reacción inferior del marco mediante varios tornillos. Así, el esquema diseñado reprodujo las condiciones de una viga cantiléver, en la que se tienen deformaciones de flexión y de corte, tal como lo establece la teoría de vigas de Timoshenko.

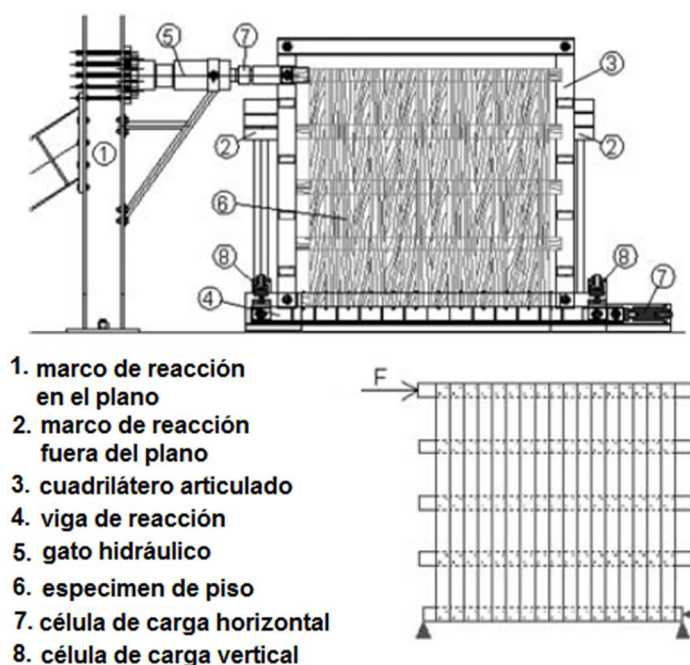


Figura 4.8 Configuración de ensayo de Valluzzi et al., 2010 (adaptado de Valluzzi et al., 2010)

La campaña experimental de Valluzzi et al. (2010) comprendió el ensayo de seis especímenes de piso, dos de los cuales representaron pisos originales (no rigidizados) y los cuatro restantes, pisos rigidizados con diferentes técnicas. El espécimen de piso original, de 2.2m×2.2m, consistió en un entablado compuesto por tablas de 13.5cm de ancho y 2cm de espesor que descansan sobre viguetas de 12cm×14cm. Se distinguieron dos variantes del caso de piso no rigidizado: FMSB y FM (nomenclatura propia del trabajo de Valluzzi). El espécimen FMSB se construyó con tablas sencillas, mientras el entablado del espécimen FM incorporó un sistema de conexión lengüeta-ranura entre tablas. Se realizaron ensayos monotónicos, asumiendo que sus curvas fuerza-desplazamiento constituyen envolventes de las correspondientes a los ensayos cíclicos.

En la realización del ensayo, los dos especímenes no rigidizados experimentaron una falla caracterizada por la rotación relativa entre tablas y viguetas, la cual está asociada a la activación del mecanismo resistente del par suministrado por las parejas de clavos en las intersecciones tabla-vigüeta. Sus curvas fuerza-desplazamiento arrojaron valores de rigidez elástica inicial de 96kN/m ($G_{eq} = 5.8\text{MPa}$) y de 293kN/m ($G_{eq} = 17.8\text{MPa}$) para los especímenes FMSB y FM, respectivamente. La contribución de la fricción adicional debido a la conexión lengüeta-ranura entre tablas explica este incremento de la rigidez a corte. Por último, cabe señalar que dos de los especímenes se rigidizaron con una segunda capa de entablado dispuesta a 45° sobre la primera; los resultados de sus ensayos bajo carga monotónica reportaron un G_{eq} alrededor de 75MPa.

La Universidad de Canterbury y la Universidad de Génova desarrollaron un proyecto conjunto sobre estrategias de intervención para el mejoramiento del desempeño sísmico de edificios de MNR (Brignola et al. 2009; Brignola et al. 2010). Como parte de este proyecto, en el Laboratorio Estructural de la Universidad de Canterbury, Brignola et al. (2012), realizaron ensayos cíclicos cuasi-estáticos sobre diez especímenes de 4m×4m. Dos de estos especímenes representaron pisos de madera originales (no rigidizados), y los ocho restantes, pisos en los que se han verificado diferentes técnicas de rigidización.

Los dos especímenes no rigidizados ensayados en Brignola et al. (2012) se diferenciaron únicamente por el tamaño de sus viguetas: el AB-1, con viguetas de 5cm×25cm, representativo de edificios de MNR de Nueva Zelanda, y el AB-4, con viguetas de 10cm×20cm, representativo de edificios de MNR de Italia (la nomenclatura de las viguetas es la usada por Brignola et al.). El espaciamiento entre las viguetas fue de 50cm. Las tablas del entablado, de 15cm de ancho y 2.5cm de espesor, no se dispusieron de forma continua, sino siguiendo un patrón de trabazón por filas 1-2-1, 2-2, con piezas de 1m y 2m de longitud. Las viguetas y tablas se conectaron en sus intersecciones mediante dos clavos.

El marco de acero utilizado como dispositivo de ensayo por Brignola et al. (2012) se diseñó bajo la asunción de modos de falla fuera del plano de las paredes, previendo dos puntos de actuación de carga lateral y tres diferentes condiciones de borde. En la figura 4.9 se presenta un esquema de dicho dispositivo. Una carga cíclica cuasi-estática controlada por desplazamiento se aplicó a cada espécimen mediante un actuador hidráulico, transmitiéndose mediante una viga de acero a dos viguetas situadas en la parte central (dos puntos de carga).

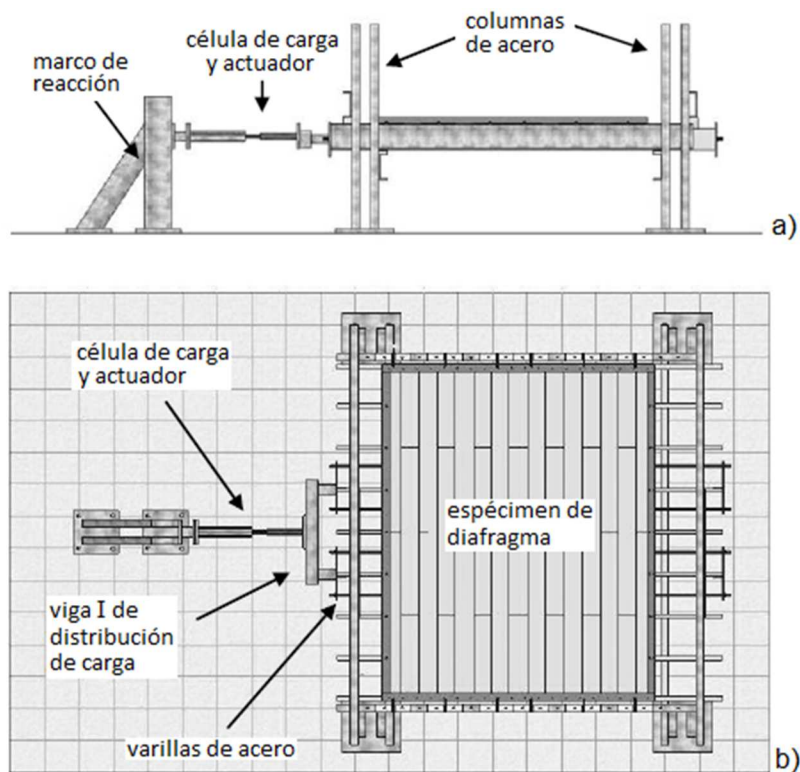


Figura 4.9 Configuración de de ensayo de Brignola et al. (2012): a) vista lateral; b) vista superior (adaptado de Brignola et al., 2012)

Para cada uno de los especímenes de ensayo, se graficaron las curvas envolventes de carga lateral en función del desplazamiento en la mitad del vano. Luego, con el fin de obtener resultados independientes de la geometría y de las dimensiones, se evaluaron rigideces a corte equivalentes. Para el caso de ensayos con dos puntos de actuación de carga lateral, se puede evaluar una rigidez a corte equivalente, G_I , de acuerdo con la teoría de vigas de propuesta por Timoshenko, sin tomar en cuenta la componente de deformación por flexión, mediante la fórmula:

$$G_I = \frac{F/2}{B} \cdot \frac{a}{\Delta} \quad (4.10)$$

donde, $F/2$ es la carga lateral actuante en cada uno de los dos puntos de carga; a es la distancia del borde del espécimen a uno de los puntos de carga; B es la dimensión del borde del espécimen paralelo a la carga; y Δ es el desplazamiento medido en la mitad del vano del espécimen, esto es, a $L/2$. Es relevante señalar que, bajo las consideraciones hechas, el parámetro G_I , definido mediante la ec. (4.10) es equiparable al parámetro de rigidez a corte equivalente G_d .

En relación a los especímenes no rigidizados, uno de los resultados destacables del trabajo de Brignola et al. (2012) es que la rigidez equivalente a corte G_d , evaluada mediante la ecuación

(4.10) en 0.34kN/mm ($G_{eq} = 13.6\text{MPa}$), fue prácticamente la misma para los dos especímenes AB-1 y AB-4. De ello puede inferirse que el parámetro G_d es independiente del tamaño de las viguetas. En cambio, sí influyó el tamaño de las viguetas en la carga máxima resistente, que es un 23% menor en el caso del espécimen AB-4 (viguetas de 10cm×20cm). Por otro lado, al comparar este G_d obtenido experimentalmente con los valores de G_d analíticos reportados por las fórmulas de las normativas NZSEE (2006) y ASCE/SEI 41-06 (2007), resulta que la primera (del NZSEE) lo subestima, y la segunda (del ASCE), por el contrario, arroja un valor mayor. En ambos casos, la discrepancia es significativa: alrededor del 50% (la subestimación) y del 80% (la sobrestimación).

No obstante, el resultado con mayores implicaciones tiene que ver con el hecho de que el modo de falla de los especímenes no rigidizados no fue determinado por el deslizamiento de los clavos y la rotación rígida de las tablas, sino por la falla a flexión de las tablas. En consecuencia con esta evidencia experimental, se planteó una fórmula para G_d que no tomó en cuenta la rigidez de corte derivada de la acción de las parejas de clavos (Brignola 2009; Brignola et al. 2012). Cada tabla se consideró como una viga simplemente apoyada, caracterizada por la sección transversal $b \times t_B$ y con una carga uniforme $q_B = F_B/L$, en donde F_B es la carga lateral actuante en cada tabla. Con base en el desplazamiento en la mitad del vano del espécimen, la rigidez a corte equivalente para el diafragma de piso no rigidizado se formuló del siguiente modo:

$$G_d = \frac{4 \cdot b^2 \cdot E_B \cdot t_B}{5 \cdot L^2} \quad (4.11)$$

donde, b es el ancho de las tablas, E_B es el módulo elástico de las tablas, t_B es el espesor de las tablas y L es la longitud del diafragma de piso perpendicular a la carga.

El valor de G_d reportado por la fórmula (4.11) se ajusta bien al valor de G_d obtenido por vía experimental. Además, los resultados obtenidos a partir de un modelo numérico del espécimen condujeron a un G_d que exhibió, asimismo, gran acuerdo con el G_d experimental (Brignola 2009; Brignola et al. 2012). Así, a partir de la observación experimental del comportamiento de los especímenes no rigidizados, Brignola et al. (2012) plantean que, en aquellos casos en que las tablas del entablado cubren toda la longitud del vano o si se garantiza un buen grado de trabazón entre las piezas de tabla, puede asumirse que la transmisión de carga lateral en el piso se verifica fundamentalmente por la acción de viga simplemente apoyada de las tablas. El momento (par de fuerzas) generado por las parejas de clavos en las intersecciones vigueta-tabla no sería capaz de limitar significativamente las rotaciones locales de las tablas. De este modo, el efecto de los resortes rotacionales de los modelos basados en el deslizamiento de los clavos y la rotación rígida de las tablas podría despreciarse.

Branco et al. (2014), en el marco de una campaña experimental orientada a evaluar la efectividad del uso de paneles de madera laminada como técnica de rigidización, ensayaron 5 especímenes de piso de madera de 2.1m × 2.1m. El espécimen original (no rigidizado)

consistió en un entablado de tablas de 12.5cm de ancho y 2cm de espesor apoyado sobre viguetas de 16cm×20cm, entre las cuales existe un espaciamiento de 50cm. Dos clavos conectaron a tablas y viguetas en sus intersecciones. Con una máquina y una configuración del ensayo esquematizados en la Figura 3.10, los especímenes de piso se sometieron a una carga lateral monotónica en su borde superior. A partir de las curvas fuerza-desplazamiento del borde superior, se evaluó la rigidez a corte simple de acuerdo a EN 26891:1991 (1991), utilizando la porción de curva en el intervalo de $0.1F_{\max}$ a $0.4F_{\max}$. En el caso del espécimen original, la rigidez obtenida fue de 55kN/m ($G_{eq} = 3.5\text{MPa}$). Además, uno de los especímenes se rigidizó con una segunda capa de entablado dispuesta ortogonalmente a la primera; para este espécimen se obtuvo una rigidez de 132kN/m ($G_{eq} = 8.4\text{MPa}$).

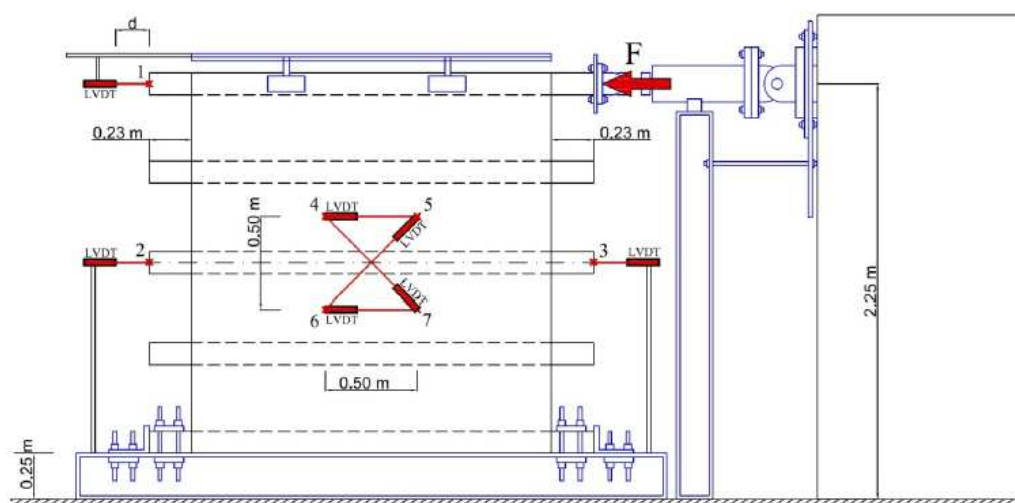


Figura 4.10 Configuración del ensayo de Branco et al., 2014 (tomado de Branco et al., 2014)

4.2.2 Evaluación de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera mediante el uso de normativas internacionales

Actualmente, las normas internacionales más relevantes de que disponen los ingenieros estructurales para caracterizar el desempeño sísmico de los pisos de madera son la ASCE/SEI 41-06 (2007), la NZSEE (2006) y su actualización, la NZSEE (2011). En esta sección se presenta un resumen de estas normas.

Evaluación de la rigidez a corte mediante el ASCE 41-06 (2007)

La norma ASCE/SEI 41-06 (2007) representa la última generación de una metodología de rehabilitación sísmica basada en desempeño que se inició con el proyecto del ATC-33, a principios de 1990 y que se publicó como FEMA 273. La ASCE/SEI 41-06 (2007) se desarrolló a partir del FEMA 356 (2000), incorporando mejoras significativas que reflejan la mejor comprensión del comportamiento sísmico de los edificios. Antes de proporcionar una metodología para calcular la rigidez a corte del diafragma de piso, el ASCE/SEI 41-06

(2007) recomienda valores de rigidez a corte equivalente, G_d , para los tipos de piso de madera indicados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores de rigidez (G_d) y de resistencia de corte (R_d) esperados para diferentes tipos de pisos de madera [Reproducido de ASCE 41-06 (2007)]

Tipo de diafragma		Rigidez de corte, G_d [kN/m]	Resistencia de corte, R_d
entablado simple		350	1.75
entablado doble, con tablas rectas a 90°	atado	2600	8.75
	no atado	1200	5.85
entablado diagonal simple	atado	1400	8.75
	no atado	700	6.13
entablado doble con piso arriba	atado	3200	13.1
	no atado	1600	9.13
entablado doble diagonal	atado	3200	13.1
	no atado	1600	9.13

El parámetro G_d , cabe recordar, se define como el módulo de corte equivalente, G_{eq} , multiplicado por el espesor del diafragma; se trata de un parámetro de desempeño independiente de la geometría del diafragma. Estos valores de rigidez a corte equivalente se utilizan para determinar el desplazamiento de cedencia en el centro del vano del diafragma, Δ_y , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \frac{v_y \cdot (L/2)}{G_d} \quad (4.12)$$

donde, v_y es la fuerza de corte de cedencia del diafragma por metro lineal de ancho (o esfuerzo de corte de cedencia multiplicado por el espesor) según la dirección bajo consideración; L es la longitud del borde del diafragma perpendicular a la carga; y G_d es la rigidez equivalente a corte del diafragma, proporcionada por la Tabla 4.1.

Admitiendo un comportamiento de viga de corte (con carga en la mitad del vano), la rigidez a corte, K_d , del diafragma puede formularse en los siguientes términos:

$$K_d = \frac{4 \cdot B \cdot G_d}{L} \quad (4.13)$$

donde, B es la dimensión del diafragma paralelo a la carga lateral y L es la dimensión del diafragma perpendicular a la carga lateral.

Evaluación de la rigidez a corte mediante el NZSEE (2006)

Mientras la adopción de tipos de piso de madera del NZSEE (2006) es prácticamente coincidente con la de la normativa ASCE 41-06 (2007), la metodología para la evaluación de los parámetros de rigidez a corte y de resistencia sigue una vía diferente. En particular, la NZSEE (2006) plantea una fórmula para la evaluación de la rigidez a corte del diafragma de piso que depende, para cada uno de los tipos considerados, de las propiedades/características de cada componente. Esta normativa calcula la deflexión en la mitad del vano de un diafragma, cualquiera sea su tipo, en los siguientes términos:

$$\Delta_d = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (4.14)$$

donde, Δ_1 es la deformación de flexión del diafragma, debido a la acción de los elementos de atado perimetral; Δ_2 es la deformación de corte del diafragma, resultante de la acción de viga del diafragma; Δ_3 es la deformación debido al deslizamiento de las parejas de clavos.

En el caso de piso de entablado simple (sin elementos de atado), las contribuciones de los elementos de atado y de la acción de viga del diafragma (Δ_1 y Δ_2) se desprecian, y la deflexión total se reduce a la deformación asociada con el deslizamiento de la pareja de clavos

$$\Delta_d = \Delta_3 = \frac{L \cdot e_n}{2 \cdot s} \quad (4.15)$$

donde, e_n es el deslizamiento de las parejas de clavos provocado por la fuerza de corte V_d del diafragma y s es el espaciamiento entre clavos. En el caso del piso de entablado simple, el desplazamiento Δ_3 , asociado al deslizamiento de las parejas de clavos, implica una rotación rígida de las tablas y conduce a una forma deformada lineal. Así, la deflexión en mitad del vano del diafragma de piso es obtenible a través de simples consideraciones geométricas.

La ecuación (4.15), aparentemente simple, se complica con la determinación de e_n , pues su procedimiento de evaluación no está claramente establecido. En la práctica, e_n se suele calcular sobre la base de la capacidad nominal del clavo, Q_n , aplicando normativas específicas para estructuras de madera (v.g. NZS 3603:1993 1993; EN 1995-1-1 2004). Con Q_n establecido, se calcula, además, la resistencia a corte del diafragma por metro lineal de ancho, R_d , usando la siguiente ecuación:

$$R_d = \frac{Q_n \cdot s}{l \cdot b} \quad (4.16)$$

donde, R_d es la resistencia a corte del diafragma por metro lineal de ancho, s es el espaciamiento entre los pares de clavos, l es el espaciamiento entre viguetas y b es el ancho de la tabla de entablado.

La rigidez a corte del diafragma se evalúa, entonces, mediante la relación

$$K_d = \frac{F_d}{\Delta_d} \quad (4.17)$$

donde, F_d es la fuerza total actuante sobre el diafragma y Δ_d es el desplazamiento del diafragma en mitad del vano.

La normativa NZSEE (2006) ofrece una alternativa simple al proceso descrito arriba mediante la recomendación de valores de resistencia a corte, R_d (en kN/m), para diferentes tipos de piso de madera. No obstante, estos valores recomendados exceden significativamente los valores R_d calculados en base a las evaluaciones de e_n y Q_n . En este contexto, puesto que no se han llegado a identificar claramente el/los factores de esta discrepancia (Wilson 2012), la elección entre una u otra vía queda a criterio del investigador.

A partir de la propuesta del NZSEE (2006), en el trabajo de Brignola et al. (2009) se establece una fórmula para la rigidez a corte equivalente, G_d , expandiendo (por sustitución de Δ_d) una fórmula preliminar de G_d . En esta fórmula se asume una deformación del diafragma similar a la de una viga simplemente apoyada con carga lateral uniforme, W

$$G_d = \frac{W L}{8 B} \cdot \frac{1}{\Delta_d} \quad (4.18)$$

donde, B la dimensión del diafragma paralelo a la carga lateral, L la dimensión del diafragma perpendicular a la carga lateral y Δ_d el desplazamiento del diafragma en mitad del vano.

Es necesario en este desarrollo el cálculo del deslizamiento del clavo e_n asociado a una determinada carga F_n , mediante la relación $e_n = F_n/k_n$. La rigidez a corte del clavo, k_n , depende de las características de la conexión clavo-madera (v.g. diámetro del clavo, peso específico de la madera). La carga sobre el clavo, F_n , se obtiene de la distribución del corte, V , en el diafragma

$$V = \frac{2 \cdot F_n \cdot s \cdot B}{b \cdot l} \quad (4.19)$$

donde, F_n es la carga sobre un clavo dado; s es el espaciamiento entre los pares de clavos; B es la dimensión del diafragma paralela a la carga lateral; b es el ancho de tabla del entablado; y l es el espaciamiento entre viguetas.

Finalmente, a partir de la ecuación (4.19), es posible evaluar la rigidez a corte equivalente del piso de entablado simple, G_d , en los siguientes términos:

$$G_d = \frac{s^2 \cdot k_n}{2 \cdot l \cdot b} \quad (4.20)$$

Evaluación de la rigidez a corte mediante el NZSEE (2011)

El trabajo experimental y de análisis numérico desarrollado en la Universidad de Auckland por Wilson (2012) sirvió de base para la revisión y actualización de la norma NZSEE (2006). De hecho, el procedimiento de evaluación de desempeño del diafragma que propone Wilson (2012) se incorpora con el mismo texto en el documento de la nueva normativa *Assessment and Improvement of Unreinforced Masonry Buildings for Earthquake Resistance* (NZSEE 2011). El problema que plantean el trabajo de Wilson (2012) y la propuesta de evaluación de desempeño de pisos de madera del NZSEE (2011) es que están orientados a los edificios de MNR de Nueva Zelanda. Debido al fuerte parentesco tipológico, el uso de dicha propuesta podría extrapolarse a los edificios de MNR de Estados Unidos (Wilson et al. 2014), pero resultaría inapropiada para los edificios de Barcelona. Mientras los pisos de madera en Nueva Zelanda tienden a una relación de aspecto de 2:1, con dimensiones representativas de 10m×5m (Wilson 2012; Wilson et al. 2014; Giongo 2013), los pisos de madera del Eixample-Barcelona tienden a ser de forma cuadrada, de 4-5m de longitud por lado. El tamaño y la relación de aspecto son parámetros cuya influencia no debe ser obviada.

No obstante, el trabajo de Wilson (2012), recogido en la norma NZSEE (2011), incorpora varios aspectos destacables. En primer lugar, se considera la condición ortotrópica del piso, tanto en la parte experimental como en la analítica del trabajo. A partir de los ensayos cíclicos cuasi-estáticos de los especímenes (de 10.4m×5.53m), se elaboró una metodología de representación bilineal de la curva envolvente fuerza-desplazamiento en la mitad del vano usando el principio de conservación de la energía histerética. Obtenidas las rigideces elásticas experimentales de los especímenes, K_I , se evaluaron sus G_d , a partir de la fórmula

$$K_d = K_1 = \frac{4 \cdot B \cdot G_d}{L} \quad (4.21)$$

Por otra parte, Wilson (2012) desarrolló y validó un modelo de elementos finitos para evaluar el desempeño bajo carga lateral de pisos de madera. Este modelo, que captura las deformaciones por flexión del entramado de viguetas y las rotaciones localizadas de las parejas de clavos, es capaz de predecir el desplazamiento del diafragma en cualquier punto a lo largo del vano. A partir de un amplio estudio paramétrico, Wilson (2012) concluyó que la idealización de viga de corte es la que representa más apropiadamente el comportamiento del diafragma y, en particular, su desplazamiento en la mitad del vano. Además, para considerar el efecto adverso del estado de deterioro de las conexiones clavadas en el desempeño del

piso, Wilson (2012) realizó ensayos experimentales en modelos a escala menor variando las condiciones de la conexión.

El trabajo experimental y analítico que se ha descrito se resume, a efectos de aplicación de la normativa NZSEE (2011) en la siguiente fórmula de rigidez del diafragma, K_d :

$$K_d = \frac{\alpha_p \cdot \alpha_c \cdot 4 \cdot b_e \cdot G_d}{L_e} \quad (4.22)$$

donde, α_p es el factor de modificación por penetración/recorte en la esquina; α_c es el factor de modificación por variaciones en la configuración del diafragma; b_e es el ancho (dimensión paralela a la carga) efectivo del diafragma; y L_e es la longitud (dimensión perpendicular a la carga) efectiva del diafragma.

El valor de G_d se determina a partir de la norma NZSEE (2011), donde se dan valores de la resistencia a corte por metro lineal de ancho del diafragma, Q_n , y que considera la dirección de la carga lateral sobre el diafragma, paralela a las viguetas o perpendicular a las viguetas. Además, considera tres condiciones para las conexiones clavadas: buena, regular y mala. Los valores de G_d para las condiciones regular y mala procedieron de ensayos de conexiones y de ensayos de muestras extraídas de edificios existentes de MNR, para estimar los efectos de edad en el desempeño del diafragma. Estos valores de G_d (condiciones regular y mala) son del 85% y del 65%, respectivamente, de los valores correspondientes del G_d de condición buena.

Los parámetros de ancho efectivo y longitud efectiva, b_e y L_e , se definen, en términos muy simples, dependiendo de la forma del diafragma de piso (rectangular/cuadrada, trapezoidal o en forma de L). En el caso más común, cuando la forma es rectangular/cuadrada, $b_e = B$ y $L_e = L$. En cuanto a α_p , los recortes en una esquina de los diafragmas (que generan formas de L) generan concentraciones de esfuerzos que podrían conducir a un pobre desempeño del diafragma si no se tomaron las medidas de diseño pertinentes. Para propósitos de establecimiento de la rigidez y resistencia del diafragma, α_p se evalúa como A_n/A_g , en donde A_g es el área del diafragma con el área del recorte incluido y A_n es el área neta del diafragma, esto es, su área real, excluyendo el área recortada.

Con respecto a α_c , se trata de un factor de modificación que considera la influencia de las variaciones en los detalles de configuración del diafragma; se evalúa de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\alpha_c = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \quad (3.23)$$

donde, c_1 es el factor de modificación para espaciamiento de las viguetas, c_2 el factor de modificación para espaciamiento de clavos; c_3 el factor de modificación para tamaño de las

tablas del entablado y c_4 el factor de modificación para tamaño de los clavos. Todos estos factores se evalúan de acuerdo con las ecuaciones establecidas por Wilson (2012) y consignadas en NZSEE (2011).

4.2.3 Evaluación analítica de la rigidez a corte de diafragmas de piso de madera

Consideraciones preliminares

La evaluación analítica de la rigidez a corte de los pisos de madera ha de asumir un modo de falla para dicho piso. Atendiendo fundamentalmente a las normas NZSEE Y2006) y ASCE 41-06 (2007) y a los trabajos de Brignola et al. (2009) y Valluzzi et al. (2010), en esta investigación se asume que los pisos fallan en los conectores tabla-vigueta (clavos), y que dicha falla es por corte. Además, se asume la hipótesis simplificadora de rotación rígida de las tablas.

Es relevante señalar que la condición de ortotropía de los pisos de madera ha sido muy poco considerada en los trabajos experimentales. Típicamente, las configuraciones de los ensayos experimentales han asumido la carga lateral paralela a las viguetas. El estudio de Brignola et al. (2009) asume también esta condición geométrica de carga para el planteamiento de su fórmula. En cuanto a la rigidez a corte de los pisos de madera con carga lateral perpendicular a las viguetas (condición de ortotropía), en ausencia de estudios experimentales relativos a los pisos de madera de los edificios del Eixample, este trabajo se apoya en la investigación de Gattesco y Macorini (2014).

Tanto el trabajo de Brignola et al. (2009) como el de Gattesco y Macorini (2014) adoptan todas las asunciones e idealizaciones derivadas del modo de falla por deslizamiento de los clavos. Por ello, antes de entrar en el desarrollo de sus planteamientos, juzgamos oportuna una revisión panorámica de las conexiones simples de madera y de la evaluación de su rigidez a corte.

Rigidez a corte de los clavos en conexiones simples de madera

Las fuerzas entre miembros de madera se transfieren mediante juntas de carpintería, placas metálicas, pegamentos o pasadores de algún tipo (v.g. clavos, tornillos). Los clavos representan el método más sencillo y extendido de conectar miembros de madera; usualmente tienen sección circular, con diámetro entre 2mm y 6mm y una longitud entre 30mm y 200mm. Los primeros estudios en relación a su desempeño ante cargas laterales datan de fines de los 40 (Johansen 1949), de modo que hasta entonces y durante años, el uso de los clavos en la construcción estuvo basado en reglas empíricas.

Como material de construcción, la madera aporta relativamente poca ductilidad. Los sistemas estructurales de madera confían en sus conexiones para proporcionar ductilidad y disipación de energía en caso de una sollicitación sísmica. Por tanto, es fundamental la caracterización del desempeño sísmico de dichas conexiones. En el caso de las conexiones clavadas, se dispone de un importante corpus de investigación de su desempeño ante carga

monotónica y cíclica, de la que Wilson (2012) presenta una revisión panorámica. Una conclusión relevante desprendida de ésta es que la premisa de que la curva fuerza-desplazamiento monotónica constituye una envolvente de la curva histerética se cumple también para las conexiones clavadas.

Dos modos de falla generales pueden presentarse en las conexiones clavadas: 1) aplastamiento de la madera y 2) combinación de aplastamiento localizado de la madera y cedencia de los clavos. El primer modo de falla supone un comportamiento de miembro rígido por parte de los clavos. Cabe señalar que, para el tipo de madera usada en construcción y para clavos de tamaños razonables, es mucho más común el segundo modo de falla (Fig. 4.11). Dentro de cada uno de estos dos modos de falla pueden distinguirse 3 modalidades (EN 1995-1-1:2004 (2004)). Así, la resistencia de una conexión clavada se evaluaría como la de menor valor entre las seis resistencias correspondientes a tales modalidades. En Branco et al. (2009) y EN 1995-1-1:2004 (2004) pueden encontrarse detalles sobre las modalidades de falla y sus fórmulas de resistencia. Para este trabajo, lo relevante a escala de las conexiones es su rigidez, ya que el parámetro de interés en relación al diafragma de piso es, fundamentalmente, su rigidez a corte.

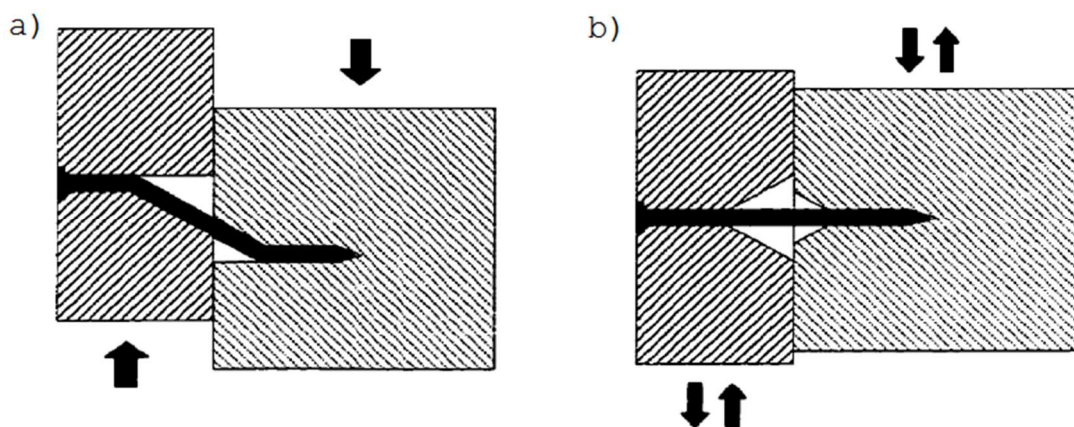


Figura 4.11 Cedencia en clavos y aplastamiento localizado en la madera: a) cavidad localizada bajo carga monotónica; b) cavidad localizada bajo carga cíclica

La deformación de las conexiones clavadas depende fuertemente del módulo de deslizamiento del clavo, el cual puede establecerse usando expresiones propuestas en normativas o mediante ensayos experimentales. Con respecto a lo primero, en general, NP ENV 1995-1-1:1998 (1998) y EN 1995-1-1:2004 (2004) son las normas que utilizan los investigadores europeos para evaluar el comportamiento de estructuras de madera. Las formulaciones del módulo de deslizamiento dadas por estas normas europeas obedecen a una modelación de tipo empírico, en donde las curvas fuerza-desplazamiento generadas a partir de ensayos se ajustan a funciones. Así, EN 1995-1-1:2004 (2004) propone las siguientes fórmulas para el módulo de deslizamiento, k_{ser} , del clavo en una conexión a corte simple:

$$k_{ser} = \rho_m^{1.5} \cdot \frac{\phi}{23} \quad ; \quad k_{ser} = \rho_m^{1.5} \cdot \frac{\phi^{0.8}}{30} \quad (4.24a), (4.24b)$$

donde, la ecuación (4.24a) corresponde a conexiones clavadas con pre-taladrado y la ecuación (4.24b), a conexiones sin pre-taladrado; ρ_m es la densidad media, en kg/m³, de la madera y ϕ es el diámetro (en milímetros) de los clavos.

En relación a la aplicación de las ecuaciones (4.24a) y (4.24b), si la madera de las piezas conectadas es distinta (ρ_{m1} , ρ_{m2}), ρ_m se estimará como la raíz cuadrada del producto de ρ_{m1} y ρ_{m2} . Cabe señalar, además, que las formulaciones de k_{ser} de NP ENV 1995-1-1:1998 (1998) responden, básicamente, a las mismas ecuaciones (4.24), con la diferencia de que en lugar de densidades medias de la madera se utilizan valores característicos.

Branco et al. (2009) exploraron la posibilidad de extensión de la metodología de evaluación de resistencia y módulo de deslizamiento del EN 1995-1-1:2004 (2004) a las conexiones de entablado doble y a las de madera-concreto. La primera parte de este trabajo comprendió el estudio de las conexiones (clavadas) madera-madera a corte simple. En la figura 4.12 se presenta un cuadro comparativo de valores de módulo de deslizamiento obtenidos experimentalmente con los valores correspondientes obtenidos analíticamente. En dicho cuadro comparativo, “Series *Tr*” se refiere a las conexiones madera-madera a corte simple. “Eurocódigo 5” se refiere a la versión Eurocódigo 5 del 2004: EN 1995-1-1:2004 (2004), y NP ENV1995-1-1:1998 a la versión Eurocódigo 5 de 1998. Los resultados correspondientes a “Series *Tr*” se obtuvieron a partir de curvas fuerza-desplazamiento de 10 especímenes de ensayo.

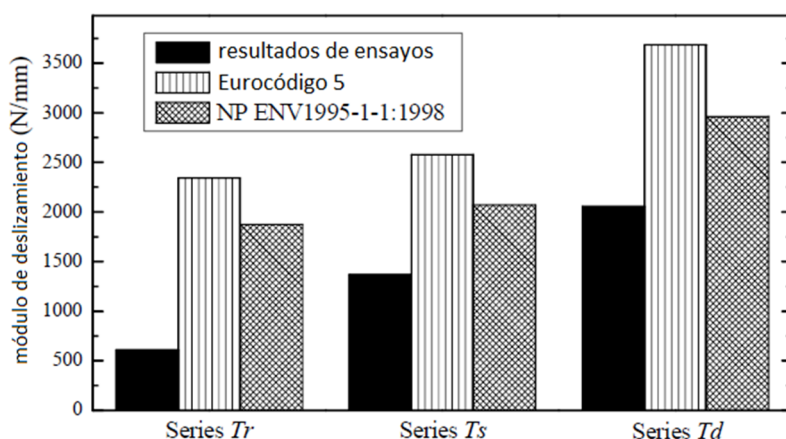


Figura 4.12 Módulo de deslizamiento: comparación entre resultados experimentales y los valores propuestos por el EN 1995-1-1:2004 y el NP ENV1995-1-1:1998 (adaptado de Branco et al., 2014)

Como ya se había mencionado en relación a las conexiones (clavadas) madera-madera a corte simple, k_{ser} puede determinarse mediante ensayos experimentales. En los países europeos, los lineamientos para la realización de estos ensayos y la caracterización mecánica de la junta/conexión se recogen en la norma EN 26891:1991 (1991). Con las mediciones de fuerza y deslizamiento, a partir de una curva ajustada, se pueden establecer varias características mecánicas de la conexión. Según esta norma, la carga máxima, F_{max} , se ha de obtener directamente a partir de la curva fuerza-deslizamiento (ajustada), la cual tiene un límite de desplazamiento de 15mm. Al módulo de deslizamiento (referido como k_{ser} en las formulaciones del Eurocódigo 5) se le designa con k_s , y se lo evalúa en los siguientes términos:

$$k_s = \frac{0.4 F_{max}}{4/3 (v_{0.4} - v_{0.1})} \quad (4.25)$$

donde, F_{max} es la fuerza máxima alcanzada por la conexión para un deslizamiento no superior a 15mm y $v_{0.1}$, $v_{0.4}$ son los deslizamientos de la junta correspondientes al 10% y al 40% de la carga máxima, respectivamente.

Propuesta de evaluación de rigidez a corte de Brignola et al. (2009)

Brignola et al. (2009) evaluaron la rigidez a corte de los pisos de madera considerando tres contribuciones a la de la deformación en el plano del piso bajo, una condición de carga de corte simple, como se esquematiza en la figura 4.13. El piso de madera estudiado consistió en un entablado (típicamente: conjunto de tablas de 2cm a 5cm de espesor y de 10cm a 20cm de ancho) conectado mediante clavos a un conjunto de viguetas (envigado). Las contribuciones a la deformación lateral consideradas (Fig. 4.13) fueron las siguientes: 1) rotación rígida de la tabla debido al deslizamiento del par de clavos, δ_1 , 2) deformación de corte de la tabla, δ_2 , y 3) deformación de flexión de la tabla, δ_3 .

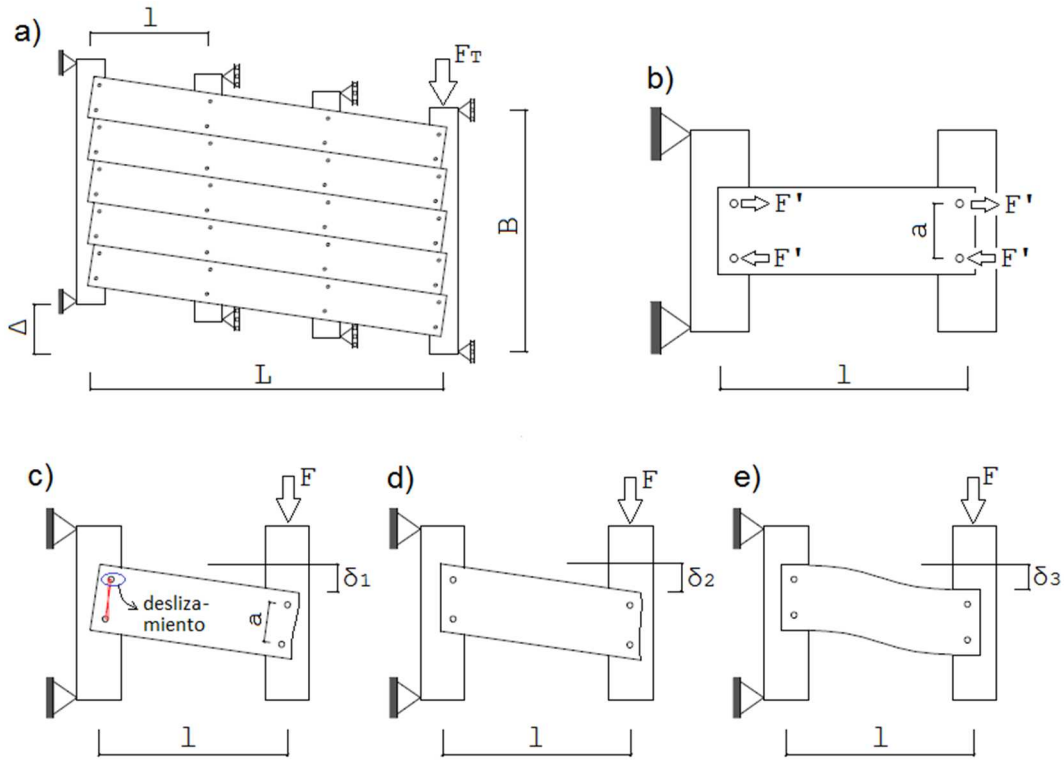


Figura 4.13 Arriba: a) Deformación en el plano de un entablado simple; b) distribución de fuerzas. Abajo: c) rotación rígida de la tabla debido a deslizamiento de clavos; d) deformación de corte de tabla; e) deformación por flexión de tabla (adaptado de Brignola et al. 2009)

De esta forma, se establece la deformación lateral de una franja de entablado entre viguetas (longitud: l ; área de sección transversal: $A = B \times t$) en los siguientes términos:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = \left(\frac{F'}{k_{ser}} \cdot \frac{2}{a} + \frac{\chi}{GA} \cdot F + \frac{l^2}{12EI} \cdot F \right) \cdot l \quad (4.26)$$

donde, F'/k_{ser} es el deslizamiento del clavo originado por la fuerza de corte F ; F' es la fuerza resistente a corte del clavo; k_{ser} es el módulo de deslizamiento o rigidez a corte de un clavo simple, determinado en base a ensayos experimentales o mediante el uso de ecuaciones empíricas; χ es el factor de corte; G es el módulo de corte de franja de entablado; E es el módulo de elasticidad paralelo a la fibra de franja de entablado; A es el área de sección transversal de franja de entablado; I es el momento de inercia de la sección transversal de franja de entablado; l es la distancia inter-eje entre viguetas; y a es el espaciamiento de la pareja de clavos.

Haciendo $F = 1$ en la ecuación (4.26), y teniendo en cuenta que F' puede expresarse en términos de F (ya que $F \cdot l = 2 \cdot F' \cdot a$, como se desprende del equilibrio en figura 4.13 arriba), la flexibilidad de una franja de entablado, f_{fent} , viene dada por:

$$f_{fent.} = \left(\frac{1}{k_{ser} a^2} + \frac{\chi}{GA} + \frac{l^2}{12EI} \right) \cdot l \quad (4.27)$$

A partir de la ecuación (4.27), se plantea un módulo de corte equivalente, G_{eq} , el cual incorpora las tres contribuciones a la flexibilidad anotadas. El G_{eq} propuesto obedece a un comportamiento de corte simple, por lo que su formulación se ajusta a la ecuación general 4.6. Sobre esta base, sabiendo que F_T/Δ representa la rigidez a corte del diafragma de piso, Brignola et al. (2009) extendieron el resultado de flexibilidad de la franja de entablado a todo el piso (diafragma de piso = arreglo de resortes de corte en serie, en donde cada resorte representa una franja de entablado). Así, G_{eq} queda expresada en los siguientes términos:

$$G_{eq} = \frac{\chi F_T L}{B t \Delta} = \frac{\chi}{A} \cdot \left(\frac{l}{k_{ser} a^2} + \frac{\chi}{GA} + \frac{l^2}{12EI} \right)^{-1} \quad (4.28)$$

donde, B el ancho total del diafragma, t el espesor del entablado, F_T la carga lateral actuante sobre el diafragma y Δ el desplazamiento lateral del diafragma de piso.

Además, con base en la ecuación (4.28), Brignola et al. (2009) realizaron un estudio paramétrico de G_{eq} , variando 1) los diámetros de clavos, 2) el espaciamiento entre clavos, 3) el espesor del entablado y 4) el espaciamiento entre viguetas dentro de rangos razonables para pisos de madera de edificios existentes. A este respecto, es pertinente señalar que los espesores de entablado considerados fueron de 2cm y 3cm. Como resultado de dicho estudio, se presentaron una serie de curvas de G_{eq} vs. espaciamiento entre viguetas para diferentes valores de los parámetros restantes. Una inspección de dichas curvas revela un rango de variación para G_{eq} entre 3MPa y 30MPa, aproximadamente. En la figura 4.14 se muestra una de ellas, para un espesor $t = 3\text{cm}$, la cual se utilizará en la sección 5.4.2.1 como instrumento de estimación de rigidez a corte (caso del Eixample-Barcelona).

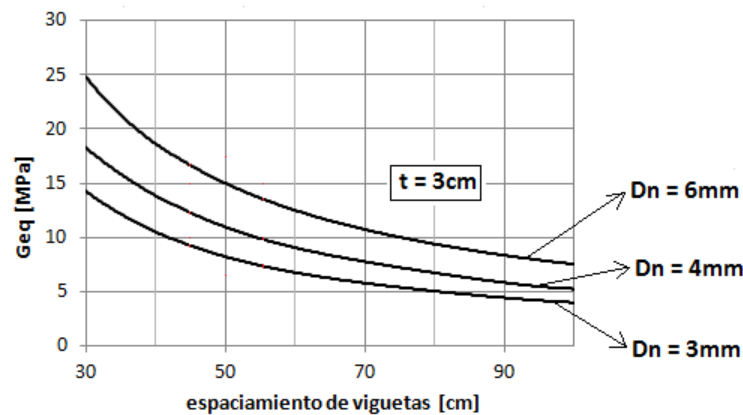


Figura 4.14 Curva de G_{eq} para piso de entablado simple (espesor 3cm), obtenido por Brignola et al., 2009 (adaptado de Brignola et al., 2009)

Al hacer comparaciones de los valores de G_{eq} obtenidos mediante la ecuación (4.28) con los reportados por las formulaciones de las normativas FEMA 356 (2000) y NZS 1170.5:2004 (2004), se constató un muy buen acuerdo con la formulación planteada por la normativa NZS 1170.5:2004. Este acuerdo se debe a la predominante incidencia de la rotación rígida de la tabla (debido a deslizamiento de clavos) en la deformación del piso que se obtiene al usar la fórmula (4.28), y que ésta es precisamente la asunción básica de la formulación simplificada de la NZS 1170.5:2004.

Por otra parte, con el objetivo de validar la fórmula establecida y de comprobar su alcance, Brignola et al. (2009) llevaron a cabo simulaciones numéricas de comportamiento a corte simple usando elementos finitos (código ANSYS). En tales simulaciones, se incorporaron elementos de vínculo especiales entre viguetas y tablas para reproducir el deslizamiento de los clavos y permitir la rotación rígida de las tablas. El diafragma de piso modelizado consistió en un sistema de entablado de 3m×3m y 3cm de espesor, con viguetas de 12cm×16cm, espaciadas 50cm entre ellas.

A partir del modelo-base del espécimen descrito arriba, Brignola et al. (2009) implementaron 3 variantes, diferenciándolas por su patrón de disposición de tablas. Entre estos casos se incluyeron el de entablado con tablas continuas en toda la longitud del vano y el de entablado con tablas de longitud igual al inter-eje entre viguetas (formando franjas). Dos conclusiones importantes arrojaron los resultados de las simulaciones: 1) el patrón de disposición de las tablas en el entablado no afecta (prácticamente) el módulo de corte equivalente del piso y, por tanto, su rigidez a corte, y 2) la ecuación (4.28) captura bien el comportamiento a corte simple de pisos de entablado (una capa) y, en ausencia de resultados experimentales, puede usarse como instrumento fiable de evaluación de su G_{eq} o de su rigidez a corte.

Consideración de la ortotropía en la evaluación de la rigidez a corte de pisos de madera

La deformación de los pisos de madera en su propio plano depende fundamentalmente de la interacción de deformaciones del entrevigado y las rotaciones de las parejas de clavos. La ortotropía de este tipo de pisos puede complicar la predicción de la deformación en su plano. En este contexto, es importante la distinción entre dos clases de estudios 1) los que predicen la deformación lateral relativa entre las paredes resistentes (u_m , en Fig. 4.5), y 2) los interesados en la predicción de la deformación fuera de su plano de las paredes ortogonales a las resistentes (d , en Fig. 4.5). El problema de la predicción de la deformación se vuelve más complejo en esta segunda clase de estudios debido a la consideración de la deformabilidad por flexión tanto de las viguetas como de las tablas (dependiendo de si la carga es normal a las viguetas o a las tablas, respectivamente). Los estudios de este último tipo son, más bien, recientes, y se orientan hacia la captura de mecanismos de falla de las paredes fuera de su plano (v.g. Wilson 2012; Wilson *et al.* 2014).

Nuestro trabajo se enmarca dentro de los estudios de la primera clase (mencionados anteriormente), basados en la asunción de un segundo modo de falla global, esto es, una respuesta del edificio gobernada por el comportamiento en el plano de las paredes. En este caso, puesto que la idealización del piso como un diafragma equivalente a corte simple ha

demostrado ser suficientemente satisfactoria, el ignorar el comportamiento local de flexión de los pisos resulta admisible (Wilson 2012; Cattari et al. 2008; Lagomarsino et al. 2013), y facilita la predicción de su tipo de deformación lateral.

En el caso de los pisos de madera, la asunción de rotación rígida para el piso conduce a modelos mecánicos sencillos, como el establecido por el CNR-DT 201/2005 (2007). Las tablas de madera se idealizan como elementos rígidos conectados a las viguetas por juntas articuladas; resortes rotacionales representan el comportamiento de los pares de clavos que conectan las tablas a las viguetas. La rigidez rotacional de estos resortes, k_ϕ , se evalúa en función de la rigidez a corte de un clavo, k_{ser} , estimada por la versión de Eurocódigo 5 EN 1995-1-1:2004 (2004), en los siguientes términos:

$$k_{ser} = \rho_m^{1.5} \frac{\phi^{0.8}}{30} \Rightarrow k_\phi = k_{ser} \frac{a^2}{2} \quad (4.29)$$

donde, k_{ser} es la rigidez a corte de un clavo; k_ϕ la rigidez rotacional del par de clavos de conexión tabla-vigueta; ρ_m (kg/m³) la densidad media de la madera; ϕ (mm) el diámetro de los clavos y a la distancia entre el par de clavos.

A partir de las premisas mecánicas planteadas en CNR-DT 201/2005 (2007), Gattesco y Macorini (2014), establecen la rigidez de un piso de madera mediante un procedimiento sencillo. La clave de este procedimiento radica en la respuesta de una tabla a una fuerza paralela a las viguetas, F/n_b (Fig. 4.15a), o a la respuesta de una vigueta a una fuerza paralela a las tablas, F/n_j (Fig. 4.15b).

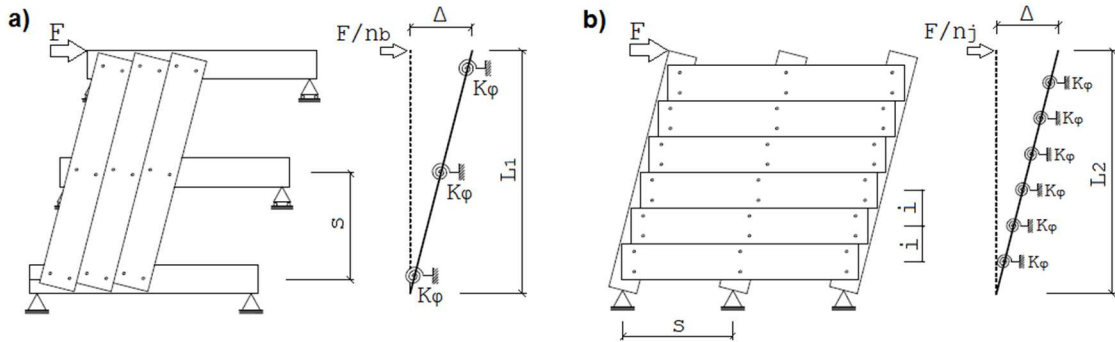


Figura 4.15 Modelo mecánico para piso de madera no rigidizado propuesto por Gattesco et al., 2014: a) con fuerza paralela a las vigas; b) con fuerza paralela a las tablas (adaptado de Gattesco et al. 2014)

A partir de las respuestas individualizadas, ilustradas en las figuras 4.15a y 4.15b, se plantean dos relaciones basadas en el principio de los trabajos virtuales (ecuaciones 4.30), una sobre la tabla (Fig. 4.15a), y la otra sobre la vigueta (Fig. 4.15b):

$$\frac{F}{n_b} \cdot \Delta = n_j \cdot K_\phi \cdot \alpha^2 \quad ; \quad \frac{F}{n_j} \cdot \Delta = n_b \cdot K_\phi \cdot \alpha^2 \quad (4.30a), (4.30b)$$

donde, n_b y n_j representan el número de tablas y el número de viguetas, respectivamente; F/n_b es la fuerza actuante sobre una tabla; F/n_j es la fuerza actuante sobre una vigueta; Δ es el desplazamiento lateral del diafragma de piso; α es la rotación rígida de la tabla o de la vigueta (Δ/L_i , con $i = 1, 2$); L_1 , dimensión del piso en la dirección de las tablas; L_2 , la dimensión del piso en la dirección de las viguetas; i , el espaciamiento entre tablas; y s , el espaciamiento entre viguetas ($n_b = L_2/i$; $n_j = L_1/s$).

Sustituyendo $\alpha = \Delta/L_i$ en cualquiera de las ecuaciones (4.30), la rigidez a corte del piso de madera ($K_d = F/\Delta$) puede expresarse como:

$$K_d = \frac{n_j \cdot n_b \cdot K_\phi}{L_i^2} \quad (i = 1, 2) \quad (4.31)$$

Un aspecto relevante de la fórmula (4.31) es que considera implícitamente la ortotropía del piso. A partir de las respuestas individuales de una tabla o de una vigueta, sujetas a sus fuerzas laterales respectivas (F/n_b y F/n_j), mediante la aplicación del principio de trabajos virtuales se establece una fórmula de rigidez a corte del diafragma de piso general (ec. 4.31). Esta sirve tanto para el caso de fuerza lateral paralela a las viguetas como para el de fuerza lateral perpendicular a las viguetas:

$$K_d = \frac{n_j n_b k_\phi}{L_i^2} \quad (i = \parallel, \perp) \quad (4.32)$$

donde, K_d es la rigidez del piso de madera; n_j el número de viguetas; n_b el número de tablas; k_ϕ la rigidez rotacional de la pareja de clavos de conexión tabla-vigueta; L la longitud del piso perpendicular a la carga lateral, que debido a la condición ortótropa del piso, comprende dos casos: L_\parallel en el caso de la carga lateral paralela a las viguetas y L_\perp en el caso de la carga lateral perpendicular a las viguetas.

En un análisis convencional, la acción sísmica es considerada en las dos direcciones ortogonales del edificio, lo cual implica que un tablero de piso trabaja con la carga paralela a las viguetas, en un caso, y con la carga perpendicular a las viguetas, en el otro. Puesto que los estudios experimentales y analíticos se han concentrado en la rigidez a corte del piso con la carga lateral paralela a las viguetas, se tiende a considerar que dicha rigidez es la misma cuando la carga actúa de forma perpendicular a las viguetas, ignorando la condición ortotrópica del piso. De la fórmula (4.32) se deduce que, para un tablero de piso dado, su rigidez a corte en las dos direcciones ortogonales depende de las dimensiones del piso según

dichas direcciones. La rigidez a corte del piso con la carga lateral perpendicular a las viguetas puede, entonces, expresarse en términos de la rigidez a corte del piso con la carga lateral paralela a las viguetas, en los siguientes términos:

$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}} \right)^2 \quad (4.33)$$

donde, $K_{d\perp}$ es la rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga perpendicular a las viguetas; $K_{d\parallel}$ la rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga paralela a las viguetas; L_{\parallel} la longitud del tablero perpendicular a la carga y paralela a las viguetas; y L_{\perp} : la longitud del tablero perpendicular a la carga y a las viguetas.

Puesto que las viguetas se suelen disponer cubriendo el vano de menor dimensión del tablero de piso, para un tablero de piso dado, la rigidez a corte con la carga lateral perpendicular a las viguetas es mayor que su rigidez a corte con la carga lateral paralela a las viguetas. El factor cuadrático de relación entre longitudes de la ecuación (4.33) constituye un factor de incremento, con lo cual dicha ecuación puede reformularse en términos más simples, del siguiente modo:

$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left(\frac{\text{dimensión mayor}}{\text{dimensión menor}} \right)^2 \quad (4.34)$$

Aunque la fórmula (4.32) de rigidez a corte se basa en la rotación rígida de tablas o viguetas (producto del deslizamiento de los clavos), ignorando otras aportaciones a la deformabilidad, estudios como los de Brignola et al. (2009), Branco *et al.* (2014) y Gattesco y Macorini (2014), la consideran suficientemente precisa. Sin embargo, conviene insistir en que su pertinencia se circunscribe al caso de tableros de piso con entablado simple, en el marco de estudios centrados en el comportamiento en el plano de las paredes.

4.3 Pisos de vigueta metálica y arco de rasilla

Los pisos de vigueta metálica y arco de rasilla, VMAR, se desarrollaron en la revolución post-industrial británica, a mediados del siglo diecinueve, y fueron utilizados inicialmente para cubrir grandes áreas en bodegas, fábricas y otros edificios industriales. Poco tiempo después, este nuevo tipo de piso fue adoptado en Estados Unidos, el Este de Europa y la India, extendiéndose su uso al ámbito residencial. Antes de la década de los años 50 del siglo pasado llegó a convertirse en un popular sistema de piso en Oriente Medio y en varios países mediterráneos. En la actualidad, este tipo de pisos ha dejado de utilizarse en casi todos estos países, salvo en algunos de Oriente Medio, particularmente en Irán, en donde es utilizado no sólo en edificios industriales, sino también en viviendas y en edificios aporticados. El hecho

de constituir una técnica constructiva simple, de rápida implementación, y a esto sumado su bajo costo, explican en buena medida su pervivencia en estos países (Maheri 2004; Maheri et al. 2012).

Los pisos VMAR, como se ilustra en la figura 4.16, comprenden cinco componentes: 1) conjunto unidireccional de viguetas metálicas, 2) arcos de cañón (o bovedillas) de ladrillo, que cubren los vanos inter-viguetas, 3) relleno (sobre los arcos), 4) capa de compresión y 5) piso/revestimiento. Sobre el tipo y disposición de los ladrillos que conforman el arco de cañón (o bovedilla) existen diversas variantes, al igual que el tipo de relleno sobre los arcos. En particular, el esquema de piso VMAR de la figura 4.16 es representativo de los que se encuentran en muchos de los edificios del Eixample.

En la literatura, los pisos VMAR no tienen una denominación única; losa de mampostería en arcos (*jack arch masonry slab*) es, probablemente, la más extendida. El FEMA 356 (2000), en el sub-apartado 5.9, sobre diafragmas de acero, lo categoriza como diafragma arcaico (*archaic diaphragm*). Desafortunadamente, pese a estar presente en muchos edificios de MNR en varios países, los estudios sobre el desempeño sísmico de los pisos VMAR son muy escasos; los existentes se concentran en Irán, concretamente en la Universidad de Teherán y en el *Building and Housing Research Center* (Maheri 2004). A continuación, se hará una breve síntesis de la investigación desarrollada sobre este tipo de piso y, luego, abordaremos con más detalle la investigación experimental relevante para este trabajo.

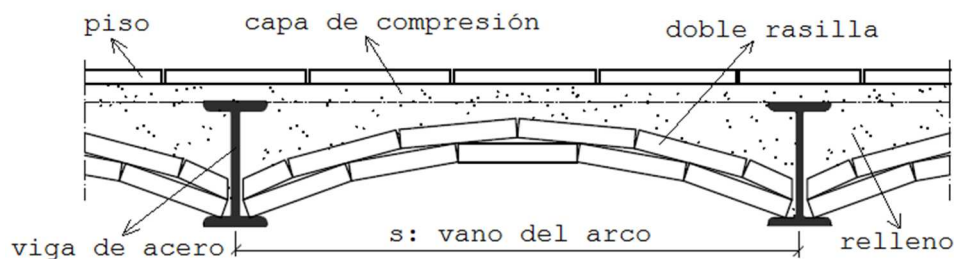


Figura 4.16 Componentes de piso de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR)

4.3.1 Comportamiento y caracterización de pisos de vigueta metálica y arco de rasilla: revisión panorámica

Los pisos VMAR constituyen sistemas estables bajo condiciones estáticas normales; sin embargo, varios terremotos (v.g. Rumania, 1990; Manjil, 1990; Golbaf, 1998; Bam, 2003) han evidenciado el pobre desempeño sísmico de estos pisos compuestos. El modo de falla más común constatado en ellos fue la pérdida de apoyo de un arco debido al movimiento de alguna viga metálica de su posición original. Por otro lado, en su comportamiento sísmico se han identificado debilidades importantes: 1) incapacidad de los arcos para transferir cargas en el plano perpendiculares a las viguetas metálicas, 2) debilidad del sistema de piso para transferir corte en el plano, 3) concentraciones indeseables de esfuerzos en los arcos de

ladrillo debido a las vibraciones verticales (fuera del plano del piso), 4) inadecuada interacción dinámica arco-vigueta metálica bajo vibración vertical (Maheri y Rahmani 2003; Maheri 2004). Así, el modo de falla y las debilidades anotadas en relación al piso VMAR impiden una efectiva acción de diafragma.

Considerando el uso relativamente extendido de los pisos VMAR, llama la atención las pocas investigaciones llevadas a cabo. El caso iraní es la excepción. A partir del terremoto de Manjil (1990), se empezó a estudiar su comportamiento deficiente (Maheri y Bahar 1995) y se empezaron a explorar métodos de reforzamiento/rigidización. Así, a mediados de los años 90 del siglo pasado el uso de varillas o placas de acero como arriostramiento diagonal se impuso como requerimiento mínimo (Maheri et al. 2012). Después del terremoto de Bam (2003), varios estudios se dedicaron a proponer metodologías de diseño sísmico y a evaluar métodos de rigidización. En esta línea, es pertinente destacar los trabajos de Maheri y Rahmani (2003), Maheri (2004), Zahrai y Zahraei (2006), Zahrai et al. (2006), Shakib y Mirjalili (2010), Mahdizadeh et al. (2012), Shakib et al. (2014). Maheri et al. (2012), asumiendo superados los problemas de integridad y de transferencia de corte en el plano, a partir de un piso rigidizado (con una capa superior de concreto) realizaron una investigación experimental sobre el desempeño sísmico de estos pisos fuera del plano.

Debido a los problemas de comportamiento de los pisos VMAR anotados arriba, no se cuenta aún en la literatura con una fórmula u otra vía analítica (v.g. curvas basadas en estudios paramétricos, simulaciones numéricas) de evaluación de su rigidez de corte. El programa de ordenador Tremuri (Galasco et al. 2002, 2006; Lagomarsino et al. 2013), de análisis sísmico de edificios de mampostería, cuenta con elementos tipo-piso específicos para simular la acción de diafragmas flexibles como, por ejemplo, elementos finitos de 4 nodos tipo membrana ortótropa, caracterizados por dos módulos de elasticidad E_1 , E_2 (para cada una de las direcciones ortogonales) y un módulo de corte G_{12} . Lagomarsino et al. (2013) describen el desarrollo de estos elementos como promedio de dos elementos de 4 nodos (mallados en dos sub-elementos de 3 nodos) y los términos en que se evalúa su matriz de rigidez.

La vía de caracterización de estos elementos tipo membrana ortotrópica (E_1 , E_2 , G_{12}) difiere según el tipo y la complejidad del sistema de piso/techo. En particular, para aquellos pisos con tecnologías anteriores a la del concreto y de comportamiento complejo, dicha caracterización obedece a curvas de correlación (con parámetros geométricos) obtenidas a partir de simulaciones numéricas (Cattari et al. 2008; Lagomarsino et al. 2013). Desafortunadamente, estas curvas no están explicitadas para el caso específico de pisos VMAR.

4.3.2 Investigación experimental sobre la rigidez a corte de los pisos de vigueta metálica y arco de rasilla

De los estudios anotados arriba, los más relevantes para este trabajo son el de Zahrai et al. (2006), Shakib and Mirjalili (2010) y Shakib et al. (2014). En el primero, se investigó experimentalmente el comportamiento de un marco de acero de un piso y un vano, con un

piso VMAR en las tres condiciones siguientes: a) no rigidizado, b) rigidizado con viguetas transversales (piso reticular) y c) rigidizado con arriostramiento diagonal. Las viguetas metálicas del piso se apoyaron en sus extremos sobre las vigas constituyentes del marco. La carga cíclica se aplicó en dirección normal a las viguetas, usando un patrón de doble carga uniforme dispuesta de manera simétrica respecto del centro del vano.

En cuanto al piso VMAR no rigidizado, un resultado importante del estudio de Zahrai et al. (2006) es que su relación d/u_m es igual a 0.39 (menor que 0.5), lo que supondría, de acuerdo a lo señalado en 3.1.4, una respuesta del piso más cercana a la de un piso rígido. Esta conclusión, considerando la configuración de los ensayos experimentales de Zahrai et al. (2006), sería aplicable a edificios aporticados metálicos (típicos en varias ciudades de Irán).

El resultado obtenido por Zahrai et al. (2006), si bien no es extrapolable al caso de edificios de mampostería no reforzada, influyó decisivamente en la investigación de Shakib y Mirjalili (2010), ésta sí con relevancia directa en el presente trabajo. Shakib y Mirjalili (2010), en el marco de un vasto programa de reforzamiento de edificios del gobierno iraní, condujeron una investigación experimental para evaluar el efecto de la inclusión de viguetas transversales en los pisos VMAR. A tal fin, realizaron ensayos consistentes en la aplicación de carga cíclica sobre especímenes a escala real según las dos direcciones ortogonales. Dos de estos ensayos se aplicaron sobre los especímenes de pisos VMAR no rigidizados. El *setup* consistió en el espécimen de piso montado sobre un marco de acero, del mismo modo que en Zahrai et al. (2006); pero, a diferencia de éste, las cargas se aplicaron admitiendo un comportamiento predominante de corte simple en las dos direcciones ortogonales. En la figura 4.17 se esquematiza el *setup* del ensayo de Shakib y Mirjalili (2010) en una de las direcciones.

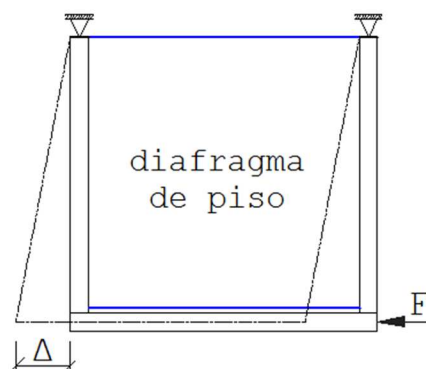


Figura 4.17 Esquema de configuración del ensayo (*setup*) de Shakib y Mirjalili (2010)

La diferencia que marcaron Shakib y Mirjalili (2010) con relación al estudio de Zahrai et al. (2006) fue que el objeto de estudio dejó de ser el sistema marco-piso y pasó a ser el piso propiamente. Para garantizar la transferencia de las cargas aplicadas a los arcos tabicados y un control efectivo de la respuesta del piso, dos de los ensayos (en dos direcciones ortogonales) se realizaron sobre el sistema de marco-viguetas, excluyendo los arcos tabicados.

En cuanto a las características del piso estudiado en Shakib y Mirjalili (2010), el espécimen se conformó con cinco viguetas metálicas IPE160, espaciadas 90cm. Los arcos se construyeron con mampostería de ladrillo y mortero de yeso con una relación yeso/arena de 1:1. Por arriba y por debajo del arco tabicado se rellenó con mortero de cal, contemplando, además, capas de recubrimiento por encima y por debajo de los patines de las viguetas de 4cm y 3cm, respectivamente. Se obtuvieron experimentalmente varias propiedades de los materiales componentes del arco (v.g. resistencia compresiva de la mampostería: 4.24MPa; resistencia a corte del mortero: 0.18MPa; coeficiente de fricción del mortero: 0.53). En relación con el ensayo sobre el espécimen, una sobrecarga uniforme de 6.4N/m^2 se ejerció simultáneamente a la aplicación cíclica cuasi-estática de la carga lateral. Finalmente, a partir de las curvas de capacidad de corte contra desplazamiento lateral, se obtuvieron los resultados de desempeño sísmico. La Tabla 4.2 muestra los correspondientes al piso no rigidizado, tanto para el caso de carga perpendicular a las viguetas, como para el de carga paralela a las viguetas.

Tabla 4.2 Resultados en piso VMAR no rigidizado obtenidos en Shakib y Mirjalili (2010)

perpendicular a viguetas		paralelo a viguetas	
rigidez (kN/m)	capacidad de corte (kN/m)	rigidez (kN/m)	capacidad de corte (kN/m)
620	28	1270	42.5

Más adelante, la investigación experimental de Shakib et al. (2014) se inscribe en una campaña experimental de evaluación de métodos de rigidización de pisos VMAR, iniciada con Shakib y Mirjalili (2010). En el trabajo de Shakib et al. (2014), se evalúa el efecto del arriostramiento diagonal en el desempeño sísmico del piso de VMAR sin rigidizar. En la figura 4.18 se muestra un esquema del espécimen de piso arriostrado. Cabe precisar que el espécimen de piso no rigidizado incluye elementos de atado (placas) en los dos vanos inter-viguetas extremos (Fig. 4.18), que es práctica común en los pisos VMAR de Irán.

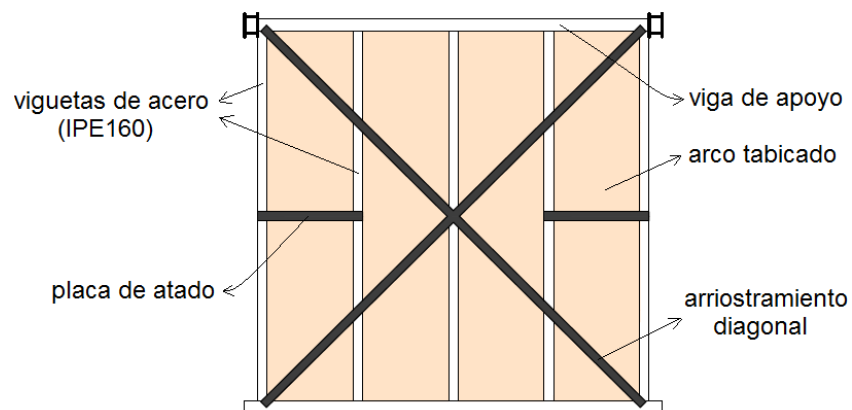


Figura 4.18 Piso VMAR rigidizado con arriostramiento diagonal ensayado en Shakib et al. (2014)

Shakib et al. (2014) analizaron, como parte de su investigación experimental, el efecto aislado de las placas de atado (Fig. 4.18) sobre el piso no rigidizado. Los resultados indicaron que estas placas de atado (sin el arriostramiento diagonal) inciden significativamente en la integridad del piso a deformaciones laterales importantes, incrementando su ductilidad, pero sin implicar aumento de rigidez o de resistencia. Así, el método de arriostramiento diagonal sólo es efectivo como sistema combinado de arriostramiento y elementos de atado, suponiendo una mejora en el desempeño sísmico.

Mahdizadeh et al. (2012) evaluaron la adición de una capa superior de concreto como método/técnica de rigidización. Este método consiste en la remoción del mortero sobre los arcos, su sustitución por relleno de concreto y la adición de una capa superior de concreto con malla de acero de refuerzo. A este respecto, cabe señalar que Maheri et al. (2012), cuyo interés se centró en el desempeño sísmico fuera del plano, evaluaron muy positivamente este método en comparación con dos técnicas más convencionales.

A la luz de la literatura revisada sobre este tipo de piso, es pertinente dejar constancia aquí de la necesidad de realizar estudios paramétricos, a fin de establecer la influencia de variables de configuración/diseño de los pisos VMAR (v.g. relación de aspecto de diafragma, tamaño de viguetas, espaciado inter-viguetas, materiales/espesor de capa de compresión) en su desempeño sísmico.

5. MODELIZACIÓN DEL EDIFICIO-PROTOTIPO

5.1 Contexto arquitectónico-tipológico

5.1.1 Consideraciones arquitectónicas y tipológicas preliminares

En Barcelona, a partir de la mitad del siglo XIX tuvo lugar un intenso proceso de urbanización que ha posibilitado la integración del núcleo antiguo de la ciudad con los pueblos que constituyen los distritos de la ciudad actual. Concretamente, este proceso arrancó en 1859 con la aprobación del Plan del Eixample (Ensanche), de Ildefonso Cerdá. De los diez distritos que hoy en día componen Barcelona, el Distrito del Eixample (el segundo más antiguo) destaca como el más emblemático, sobre todo por su patrimonio urbanístico y arquitectónico. La consolidación de este distrito, que comprende 750 hectáreas, se alcanzó alrededor de 1950 (Barbat et al. 2006).

Actualmente, 70% de los edificios del Eixample corresponden a la tipología de muro portante de MNR (Lantada 2007; FEMA 356 2000). Son edificios de 5 a 8 pisos, con relaciones de aspecto de 2 a 1 aproximadamente, con primeros pisos altos y paredes con aberturas de tamaño considerable, similares a los que pueden encontrarse en los núcleos históricos de muchas ciudades europeas. Puesto que la promulgación del primer Código Sísmico Español data de 1968, su diseño no incorpora criterios de sismorresistencia. Esta carencia y las características tipológicas señaladas colocan a estos edificios en la categoría más alta de vulnerabilidad de la Escala Europea de Intensidad Macrosísmica, EMS-98 (Barbat et al. 2006; Grüntal 1998).

El Plan Cerdá, junto con sucesivas ordenanzas de edificación y una generación de arquitectos importantes, dieron lugar a la construcción en el distrito de Eixample de Barcelona de edificios emblemáticos dentro de la corriente modernista. Los historiadores de la Arquitectura distinguen entre los edificios del Eixample tres períodos: pre-modernismo o (1860-1880), modernismo (1890-1915) y posmodernismo (1910-1936). Estos edificios son, en términos generales, de obra de fábrica o de MNR (Paricio 2008).

Considerando la evolución que tuvieron entre 1860 y 1936 las tecnologías de la madera y del acero, la tipología general de los edificios de MNR del distrito del Eixample puede subdividirse en 3 sub-tipologías, de acuerdo a la clasificación propuesta en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003): 1) M31: edificio de MNR con forjado de viguetas de madera, 2) M32: edificio de MNR con forjado de arco de rasilla (ladrillo delgado), 3) M33: edificio de MNR con forjado de viguetas metálicas y arco de rasilla. El FEMA 356 (2000), que designa a estos edificios, en términos generales, como edificios de paredes portantes de MNR, los clasifica en dos sub-tipologías: 1) URM: edificios de MNR con diafragmas de piso flexibles en relación a las paredes y 2) URMA: edificios de mampostería no reforzada con diafragmas de piso rígidos en relación a las paredes. A este respecto, la taxonomía tipológica propuesta por el proyecto europeo SYNER-G (Crowley et al. 2011) es la más completa, modular y expandible. Para un edificio determinado, este nuevo método lo clasifica en función de un conjunto

jerárquico de 10 categorías: 1) esquema resistente a cargas laterales, 2) material de elementos de esquema resistente, 3) planta, 4) elevación, 5) revestimiento, 6) detallamiento, 7) sistema de piso, 8) techo, 9) altura, 10) nivel de observancia de la norma sísmica.

5.1.2 Particularidades tipológicas del Eixample

Con respecto a las clasificaciones tipológicas del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) y de FEMA 356 (2000), cabe remarcar que es el sistema de piso el elemento caracterizador de las sub-tipologías. En el caso del Eixample, tal clasificación puede refinarse aún más considerando criterios de sub-categorización, como los consignados por Paricio (2008). Cabe añadir que en el Eixample, en el período de transición entre el declive de la tecnología de la madera y la consolidación de la tecnología del acero (1875-1890), los edificios que se construyeron combinaron dos tipos de piso: no son raros los casos de edificaciones en las que el primer o los dos primeros pisos son de vigueta metálica y arco de rasilla y el resto de pisos, de viguetas de madera (Paricio 2008; Bonett et al. 2004).

Adicionalmente, dos aspectos tipológicos de los edificios del Eixample merecen atención especial ya que influyen notablemente en el comportamiento sísmico global: 1) la continuidad vertical de las paredes y 2) las plantas de los edificios. En cuanto al primer aspecto, Paricio (2008) distingue tipológicamente a los edificios del Eixample entre aquellos que exhiben continuidad vertical de las paredes portantes en toda la altura del edificio y los que no, refiriéndose a ellos como *de primera generación* y *de segunda generación*, respectivamente.

El interés de este trabajo se concentra en los edificios de primera generación; Paricio (2008) los sitúa en el período 1860- 1880. Los edificios de segunda generación se corresponden con los de la época modernista del Eixample (1890-1915) en la que se consolida la tecnología del acero. En esta época, se liberaron de paredes interiores las plantas bajas de los edificios con el propósito de favorecer un uso comercial. El nuevo esquema consistió en la agregación de un sistema aporticado de acero a nivel de planta baja. Las columnas de borde del sistema de pórticos se dejaban embebidas en las paredes perimetrales, y el reticulado de vigas se apoyaba sobre ellas (a nivel del primer piso); de este modo, las paredes portantes interiores no descargaban sobre el sistema de cimentación sino que apoyaban sus bases sobre el reticulado de vigas.

En la figura 5.1 se presenta una axonometría típica de los edificios de primera generación del distrito del Eixample, recogida en Paricio (2008). Por simplicidad de modelización, se asumió en este trabajo un patrón de aberturas para las paredes de fachada más regular que el exhibido en la figura 5.1, de 3 aberturas en planta baja y 4 aberturas en el resto de plantas (3-4). Cabe señalar que este patrón 3-4 es más típico entre los edificios de primera generación que el patrón 4-4 esquematizado en la figura 5.2 y asumido aquí (Paricio 2008).

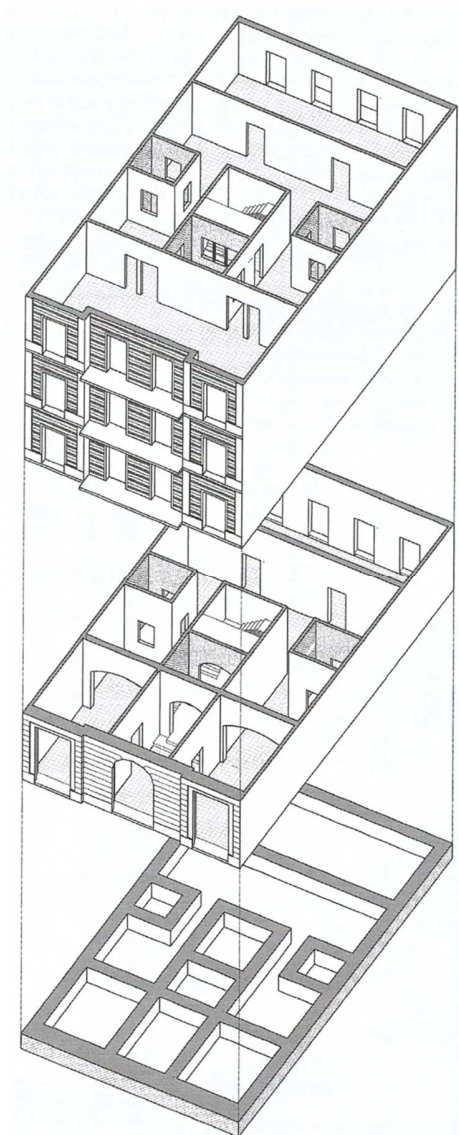


Figura 5.1 Axonometría de edificio típico de la primera generación en el distrito del Eixample-Barcelona (tomado de Paricio, 2008)

En segundo lugar, con respecto a las plantas de los edificios, los lineamientos urbanísticos del Plan Cerdá previeron dos formas de plantas: rectangulares y rectangulares con bisel (o chaflán) para conformar las manzanas. Los estudios de urbanismo coinciden en señalar que la manzana tipo del Eixample es cuadrada, con una longitud promedio por lado de 113m, y con biseles a 45° en sus esquinas, tal como se muestra en la figura 5.2. En algunos casos, el biselado de la esquina da lugar a una planta cuasi-triangular. En cuanto a la disposición de los edificios, aunque existen variantes, la típica del Eixample es la que se esquematiza en la figura 5.2. Esta disposición y las regulaciones en la parcelación y el tamaño de los jardines centrales conllevaron que los edificios

de planta rectangular tengan (en una manzana-tipo) una relación de aspecto de 2 a 1 aproximadamente (Pujades et al. 2012). En Pujades et al. (2012) y Moreno (2006) se pueden encontrar descripciones detalladas de estos edificios con dos formas de planta.

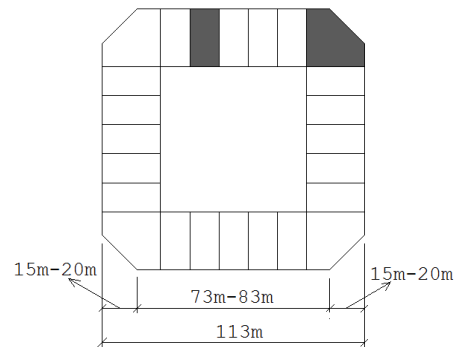


Figura 5.2 Dimensiones y distribución de los edificios en las manzanas típicas del Eixample

5.1.3 Organización en planta y aberturas en paredes

En relación a los edificios de planta rectangular, los trabajos de Vila (1989), Paricio (2008) y González et al. (2013) aportan información relevante sobre la organización del espacio en módulos arquitectónicos. Los autores referidos establecen que el núcleo de gradas y los patios de luz son los módulos que determinan la organización en planta de los edificios del Eixample. Vila (1989), cuyo objetivo fue la determinación de parámetros métricos de los edificios residenciales originales del Eixample, basó su trabajo en la revisión de 140 expedientes de proyectos de edificación. Vila (1989) establece, como la más típica organización en planta, aquella con un núcleo central de patio y gradas y dos patios laterales, tal como se ilustra en la figura 5.3.

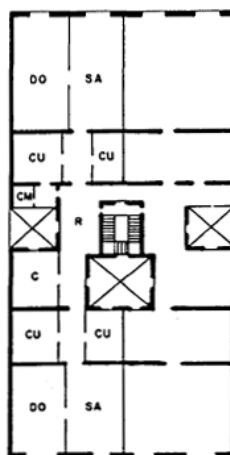


Figura 5.3 Organización en planta típica de edificio residencial del Eixample (tomado de Vila, 1989)

Con miras al establecimiento de un edificio prototipo representativo del Eixample, el trabajo de Vila (1989) aporta información de mucha utilidad en dos aspectos: el sistema de crujías constructivas y el patrón de aberturas en las paredes de fachada. En cuanto a lo primero, se establece como lo más frecuente una disposición paralela a las fachadas del sistema de crujías constructivas; además, señala que dicho sistema comprende típicamente cinco crujías, con una longitud promedio de 4.85m. Con respecto a las aberturas de las paredes de fachada, Vila (1989) encuentra un patrón en términos de proporciones con las partes macizas, que se resume en el módulo cuadrado de la figura 5.4.

Así pues, la regularidad y la unidad arquitectónica de muchas de las fachadas del Eixample se explican en buena medida por las relaciones presentes entre la parte maciza y la hueca del módulo representado en la figura 5.4. Por ejemplo, la de $2/3$ abertura/macizo; la de $1/2$: ancho de abertura/altura de abertura; o la de $4/5$: altura de puerta/altura de entrepiso. Además, Vila (1989) determina 3.20m como valor promedio de longitud inter-eje (pilares), con lo cual el módulo generador promedio resulta de 3.20m x 3.20m.

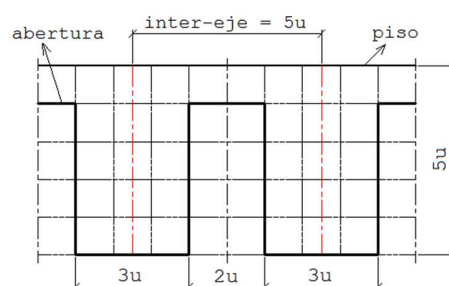


Figura 5.4 Módulo caracterizador abertura-macizo en paredes de fachada de edificios del Eixample (adaptado de Vila, 1989)

5.2 Descripción del edificio-prototipo

5.2.1 Organización general y paredes

Del corpus de proyectos (fichas) de edificio estudiados por Vila (1989) se eligió el que se ajustaba mejor a la organización en planta típica (Fig. 5.3) y a los parámetros métricos promedio (longitud de crujías: 4.85m y longitud inter-eje de pilares: 3.20m). En adelante, nos referiremos a él como edificio-prototipo, EP. Este edificio es de 6 pisos y exhibe continuidad vertical de sus paredes portantes. Bajo la taxonomía tipológica del RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), esta elección corresponde a un edificio M33H (edificio de MNR, con piso de vigueta metálica y arco de rasilla) y, de acuerdo a la taxonomía propuesta por el proyecto europeo SYNER-G (Crowley et al. 2011), a un edificio BW/M-URM/X/R/X/X/F/F/M-6/NC. La

geometría de la planta tipo y de las paredes de fachada del EP se muestran en las figuras 5.5 y 5.6, respectivamente.

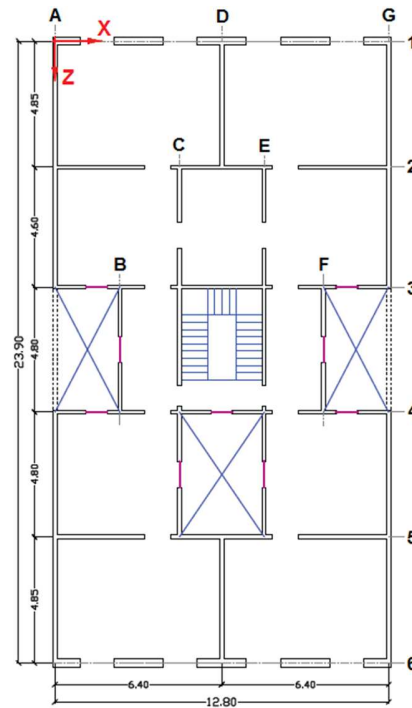


Figura 5.5 Dimensiones y organización de planta del edificio-prototipo

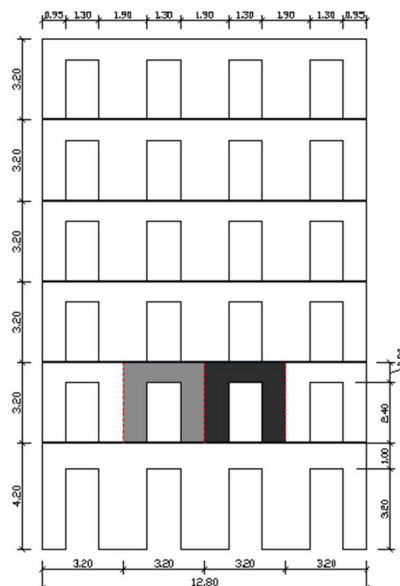


Figura 5.6 Dimensiones de paredes de fachada de edificio-prototipo

Una característica común de los edificios del Eixample es que la altura de la planta baja es mayor que la del resto de plantas. La variabilidad de esta dimensión es mayor que la correspondiente a la de la planta tipo (3.20m). Se ha asumido un valor de 4.20m que, más que un promedio, representa el valor más frecuente observado en Vila (1989); este valor es consistente con el de otros estudios centrados en edificios del Eixample (Bonett et al. 2004; Gonzalez-Drigo et al. 2015). Por otra parte, las paredes de fachada exhiben bandas verticales de aberturas con igual anchura (Fig. 5.6). A este respecto, cabe señalar que probablemente sea más común el caso de anchuras mayores en las aberturas de planta baja, lo que supondría un esquema de tres aberturas en planta baja y cuatro en el resto de plantas. La capacidad de simular el comportamiento de paredes con irregularidades importantes en el patrón de aberturas mediante la aproximación de pórtico equivalente es un asunto abierto todavía (Calderini et al. 2009).

Con respecto a los espesores de las paredes de fachada y a las características geométricas (espesores, aberturas de puertas y ventanas) de las paredes laterales e interiores, la investigación de Vila no aporta mayor información. En estos aspectos y en lo referente a las propiedades mecánicas de las paredes, el trabajo de Gonzalez-Drigo et al. (2015) es exhaustivo. Con base en este trabajo, se adoptaron los valores para la geometría (v.g. espesores, alturas de puertas y ventanas) y las propiedades mecánicas de las paredes del edificio-prototipo. Las Tablas 5.1 y 5.2 detallan las características geométricas señaladas y la Tabla 5.3 muestra las propiedades mecánicas de las paredes. Considerando el trabajo de Paricio (2008), se asumieron para la longitud (Δ_x) y espesor (Δ_y) de las unidades de ladrillo, como variables de la formulación de la resistencia de dos de los modos de falla por corte de los pilares y de los modos de falla de las vigas-dintel, valores de 30cm y 5cm, respectivamente.

Tabla 5.1 Espesores de paredes del edificio-prototipo

paredes	planta baja (cm)	planta general (cm)
fachada frontal	60	30
fachada posterior	45	30
paredes laterales	30	15
paredes interiores	20*	15

*solamente en las paredes del núcleo central

Tabla 5.2 Alturas de puertas y ventanas

alturas	planta baja (m)	planta general (m)
puertas en fachadas	3.20	2.40
puertas en paredes interiores	2.40	2.20
ventanas (h1, h2)	1.0*	1.0**

* h1: altura piso-borde inferior; ** h2: altura de ventana

Tabla 5.3 Propiedades de los materiales de la pared de mampostería

mampostería de ladrillo		
módulo de elasticidad (E)	[MPa]	1800
módulo de corte (G)	[MPa]	300
resistencia compresiva (f_u)	[MPa]	1.8
resistencia de corte (f_{vk0})	[MPa]	0.2
Peso específico	[kN/m ³]	18
unidades de ladrillo		
resistencia de tensión (f_{bt})	[MPa]	1.07
juntas de mortero		
cohesión (c)	[MPa]	0.2
coeficiente de fricción (μ)	—	0.55

Finalmente, en lo tocante a las paredes, debe subrayarse dos características de los edificios del Eixample y, en particular, del EP. En primer lugar, las paredes laterales no tienen aberturas, lo cual supondrá en este trabajo una simplificación del modelo convencional de pórtico equivalente (véase apartado 5.4.1). Y, segundo, las plantas de los edificios comprenden también paredes cuya función no es estructural, sino de organización del espacio (no están representadas en la figura 5.5). Estas paredes divisorias, que tienen espesores de 10cm o menos, no forman parte del esquema resistente a cargas laterales y, por tanto, no son consideradas en el modelo de análisis. Sin embargo, su influencia sí es relevante en términos de carga permanente y de masa, la cual se estima como un aporte de 100kg/m² a la carga muerta del sistema de piso (Gonzalez-Drigo et al. 2015).

5.2.2 Sistemas de piso

El EP adoptado en este trabajo, dada la continuidad vertical de las paredes en toda la altura del edificio, corresponde a los de primera generación del Eixample (Paricio 2008). Para hacerlo también representativo del período entre 1880 y 1890, caracterizado por la transición de la

tecnología de la madera a la del acero, se consideraron dos variantes tipológicas en función del sistema de piso: 1) con piso de vigueta metálica y arco de rasilla, VMAR, y 2) con piso de madera: envigado de madera y entablado. De esta última variante, se consideraron, a su vez, dos sub-variantes: a) de entablado simple y b) de entablado doble, cuyos detalles se describirán en las subsecciones que siguen.

Los tres tipos de piso considerados arriba, que definen las tres variantes de EP, comparten la categoría de sistemas de piso unidireccional. El modelo de transferencia de cargas utilizado se describe en el apartado 5.3.1.2. Dicho modelo se aplica en este trabajo bajo el criterio de que las viguetas del tablero de piso salvan la luz más corta. A este respecto, en la figura 5.7 se ilustra el esquema de orientación de las viguetas del EP.

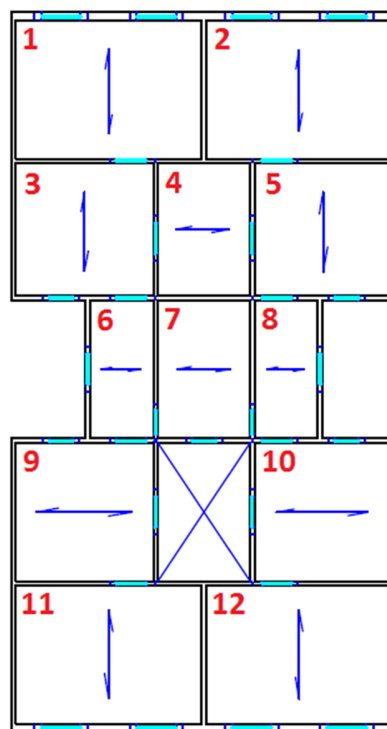


Figura 5.7 Orientación de viguetas de piso en los vanos del edificio-prototipo (EP)

En relación a las cargas, la carga permanente para las tres variantes de EP resultó de 350kg/m^2 , desglosada en los rubros que se detallan en los apartados 5.2.2.1 y 5.2.2.2 dedicados a cada uno de los tipos de piso. Por otra parte, puesto que el EP se asume como edificio de vivienda, se adoptó para sus tres variantes una sobrecarga de uso de 200kg/m^2 , prescrito por el Ministerio de la Vivienda (2006). Para el techo del último piso, esta sobrecarga se redujo a 100kg/m^2 , atendiendo asimismo a las recomendaciones del Ministerio de la Vivienda (2006).

5.2.2.1 Piso de vigueta metálica y arco de rasilla

El piso VMAR que se adoptó en este trabajo es de los típicos del período de transición del Eixample, cuyo entramado básico consiste en un sistema de vigas IPN-16 espaciadas 70cm (Fig. 5.8). El relleno es de cascote y mortero y la capa de compresión (espesor de 3cm), de mortero de cal. Las características y los valores indicados se obtuvieron de Pujades et al. (2012) y de Gonzalez-Drigo et al. (2015). La carga muerta total asociada a este piso resultó de 350kg/m^2 , y está desglosada en los rubros de la Tabla 5.4. Los valores de carga de estos rubros del sistema de piso se obtuvieron de Gonzalez-Drigo et al. (2015) y de la Norma Reglamentaria sobre Acciones en la Edificación en las Obras de Rehabilitación (NRE-AEOR-93 1994).

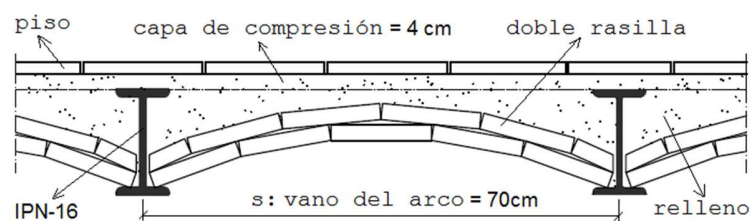


Figura 5.8 Piso de vigueta metálica y arco de doble rasilla (VMAR) adoptado para el edificio-prototipo

Tabla 5.4 Rubros de carga de piso VMAR

Rubro de carga	Carga [kg/m^2]
viguetas metálicas + doble capa de rasilla	170
pavimento cerámico + capa de mortero	80
paredes divisorias	100

5.2.2.2 Piso de madera (envigado de madera y entablado)

En el período constructivo del Eixample cubierto en este trabajo (1860-1880), lo común era que los edificios con pisos de madera no contaran con todos los pisos de madera: los dos primeros pisos solían ser de VMAR (Bonnet et al. 2004; Paricio 2008). Así pues, siendo el EP (de seis pisos) de esta época, se considera el edificio con piso de madera, con los dos primeros pisos de VMAR y los cuatros pisos restantes (efectivamente) de madera. Por otro lado, a partir de la categorización de pisos de madera en el Eixample propuesta por Paricio (2008), pueden distinguirse dos grandes familias tipológicas: los pisos con arco de rasilla y los pisos sin arco de rasilla. Dada la inexistencia de estudios de desempeño sísmico de los pisos de vigas de madera con arco de rasilla, este trabajo se ocupa de los pisos de madera sin arco de rasilla.

Aunque con pequeñas variantes, en el Eixample, el piso de madera sin arco de rasilla está constituido por un envigado de madera, un entablado dispuesto perpendicularmente a las vigas, un relleno y un piso. El relleno, cabe señalar, tiene dos funciones: de aislamiento acústico y de protección contra el fuego; se compone de una o dos capas de rasilla (ladrillo delgado) y una capa de mortero. Los elementos de madera corresponden, típicamente, a alguna variedad de pino (v.g. pino Melis, pino de Flandes); no se descarta el uso de maderas más blandas en aquellos edificios de condición más popular (Mañà 1993). Los morteros más comunes sobre la capa (o capas) de rasilla son los de yeso o los de cal y yeso y, en lo tocante a los pisos, los de pavimento hidráulico o cerámico. En este trabajo, considerando las clasificaciones tipológicas de Sugrañes (1916) y de Paricio (2008), se han adoptado dos variantes de piso de madera sin arco de rasilla: 1) de entablado simple, y 2) de entablado doble.

El piso de entablado simple adoptado comprende un relleno conformado por una doble capa de rasilla y una capa de mortero y un piso de pavimento hidráulico, tal como se ilustra en la figura 5.9. Además, considerando las subvariantes típicas y los rangos predominantes señalados en Sugrañes (1916), Paricio (2008) y Gonzalez et al. (2013), se asumen para este piso las siguientes características: vigas de 5×8 pulgadas (12.7cm × 20.3cm), distancia entre vigas de 50cm y tablas de 3cm de espesor. La carga muerta asociada a este piso resultó de 350kg/m², desglosada en los rubros de la Tabla 5.5. Los valores de carga de estos rubros del sistema de piso se obtuvieron de Mañà (1993) y de la Norma Reglamentaria sobre Acciones en la Edificación en las Obras de Rehabilitación (NRE-AEOR-93 1994).

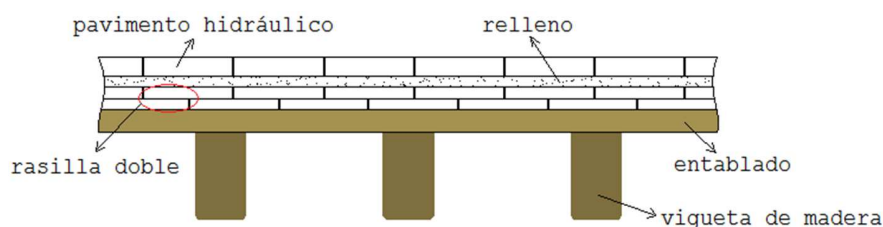


Figura 5.9 Piso de entablado simple adoptado para el edificio-prototipo

Tabla 5.5 Rubros de carga de piso de entablado simple

Rubro de carga	Carga [kg/m ²]
vigas + entablado	70
doble capa de rasilla	70
capa de mortero (3cm)	60
baldosa hidráulica	50
paredes divisorias	100

El piso de entablado doble, al que hace referencia Sugrañes (1916), posee dos características que lo diferencian del piso de entablado simple. Por una parte, una segunda capa de entablado (en lugar de la primera capa de rasilla) por encima y en dirección perpendicular a la primera capa de entablado. Y, por otra parte, incluye una capa inferior de tejido de carrizo y mortero de yeso, que funciona como techo falso (Fig. 5.10). Por lo demás, este piso comparte las características geométricas del de entablado simple, así como su carga muerta de 350 kg/m^2 (asumiendo que la carga combinada de la segunda capa de entablado y del techo falso equiparan la carga de una capa de rasilla).

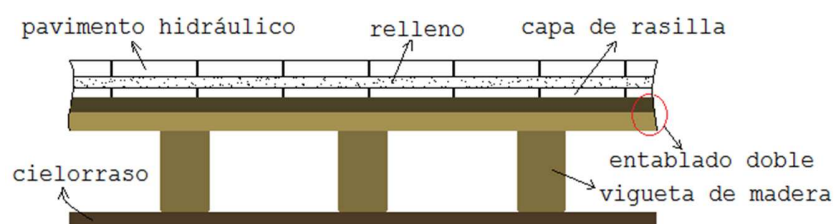


Figura 5.10 Piso de entablado doble adoptado para el edificio-prototipo

5.3 Primera aproximación al modelo 3D

5.3.1 Consideraciones preliminares

El comportamiento sísmico de los edificios de MNR con sistemas de piso no rígidos que presentan buen grado de conexión entre paredes ortogonales y entre paredes y piso está gobernado por la respuesta de las paredes alineadas en la dirección de la acción sísmica. De hecho, es práctica común, tal como lo recomienda el FEMA 356 (2000), despreciar la rigidez de las paredes fuera del plano (no alineadas según la dirección del sismo). Al igual que varios programas orientados al análisis sísmico de este tipo de edificios, como Tremuri (Galasco et al. 2002, 2006; Lagomarsino et al. 2013) o SAM (Magenes y Della Fontana 1998; Magenes 2000; Magenes et al. 2006), este trabajo ha adoptado dicha recomendación. No obstante, algunos estudios como el de Kim y White (2003) y el de Park et al. (2009) sostienen que se trata de una simplificación conservadora en términos de estimación de desplazamientos.

Con relación a la modelización 3D de las paredes, al despreciar la rigidez de las paredes fuera del plano, éstas no afectan al comportamiento de las paredes en el plano. Por tanto, el comportamiento sísmico del edificio en una de sus direcciones ortogonales depende fundamentalmente de las paredes alineadas en dicha dirección. En tal virtud, la caracterización 2D de las paredes (v.g. rigideces, resistencias) es trasladable a un contexto 3D simplemente con la reasignación coordenadas.

En este trabajo hemos adoptado el sistema de coordenadas globales que asume por defecto el programa Ruaumoko (Carr 2007d). Dicho sistema consiste en uno de mano derecha en el que el plano XY corresponde al plano de la hoja y el eje Y^+ apunta hacia arriba, tal como se muestra en la figura 5.11a. El plano XZ representaría, tratándose de un edificio, del plano del piso. En cuanto a la definición de ejes locales para los elementos uni-dimensionales (tipo pórtico o tipo resorte), Ruaumoko impone la coordenada local x al eje axial del elemento y demanda que se elija dirección y sentido para el eje local z , tomando como referencia los ejes globales. En este trabajo, bajo los lineamientos señalados, se adoptaron para los elementos (tanto para el modelo de Pavia-3D como para el del EP) los sistemas de ejes locales mostrados en las figuras 5.11b y 5.11c.

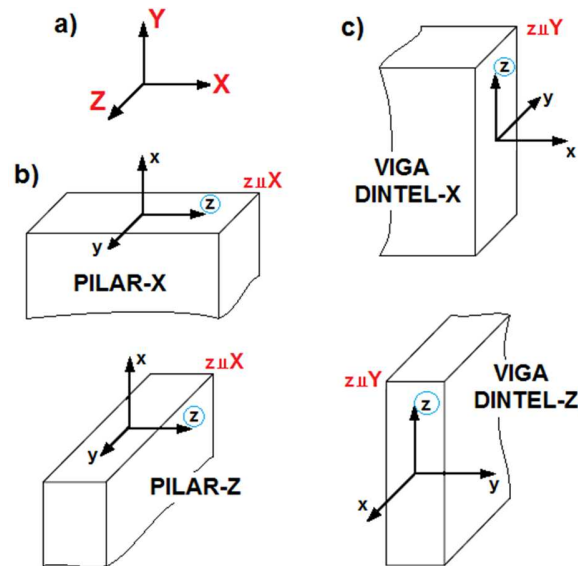


Figura 5.11 Sistemas de coordenadas adoptados: a) global; b) coordenadas locales para pilares; c) coordenadas locales para vigas-dintel

Los elementos (resorte) de piso son, en términos de ejes locales, idénticos a los elementos viga-dintel, pero difieren en cuanto a comportamiento y fuerzas internas relevantes. Como se ha señalado, lo que interesa en esta investigación es capturar el comportamiento a corte simple de los diafragmas de piso. Considerando los sistemas de ejes locales de la figura 5.11c, las fuerzas internas relevantes para los elementos de piso en las dos direcciones son los cortantes según el eje local y .

Para la modelización 3D del EP se realizaron varios ajustes al modelo 2D de pórtico equivalente descrito y validado en el capítulo 2. En primer término, estos ajustes se orientaron al caso de un edificio sencillo con dos pisos y un solo vano: el prototipo de dos pisos ensayado por Calvi y

Magenes (1994). Y en segundo término, al caso realista del EP descrito en el apartado 5.2. La primera fase de ajustes y consideraciones sobre el modelo 2D se abordará a renglón seguido, en el apartado 5.3.2, y la segunda, orientada a la modelización del EP en la sección 5.4.

5.3.2 Primera aproximación de modelo 3D con piso flexible

5.3.2.1 Transferencia de cargas verticales y modelización preliminar de piso flexible

A partir de la caracterización 2D (capítulos 2 y 3), se implementó una primera aproximación de modelo 3D utilizando como referencia el prototipo de edificio de dos pisos ensayado por Calvi y Magenes (1994). Tanto las paredes longitudinales como las transversales de este prototipo tienen un espesor de 25cm. Las paredes de interés, alineadas en la dirección de la carga lateral, son las conocidas como *door-wall* y *window-wall*, cuya geometría se detalla en las figuras 5.12a y 5.12b.

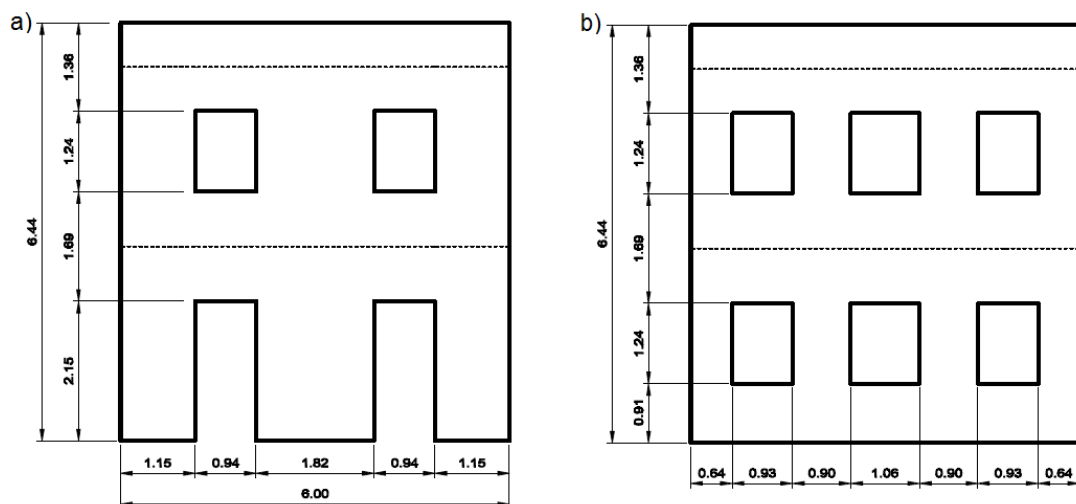


Figura 5.12 Paredes del edificio-prototipo ensayado por Calvi y Magenes (1994): a) *door-wall*, b) *window-wall*

Puesto que, en general, los sistemas de piso de edificios antiguos de mampostería son unidireccionales, la transferencia de cargas se verifica hacia las dos paredes en que se apoyan las viguetas del sistema de piso. Los términos en que se produce dicha transferencia de cargas se ilustra en la figura 5.13, que representa el caso del prototipo de Pavia. En este tipo de pisos, las viguetas se disponen en la dirección de la luz corta (L_l), de modo que la carga lineal que asumen las paredes portantes es el producto de la carga vertical q por $1/2$ de L_l . Finalmente, las cargas puntuales que asume cada pilar constituyen el producto de la carga lineal de pared portante por

la longitud tributaria de cada pilar (segmento entre mitades de aberturas adyacentes), L_{t1} , L_{t2} , L_{t3} , L_{t4} .

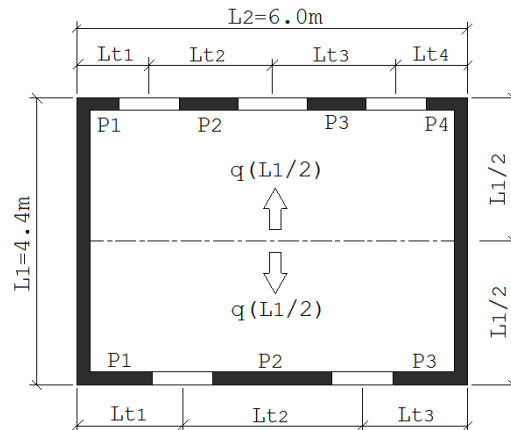


Figura 5.13 Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares

El modelo del prototipo de Pavia demandó, además, una consideración preliminar del sistema de piso. Siendo el objetivo la captura de su rigidez a corte, y tratándose simplemente de un solo vano, la solución adoptada fue la de un diafragma conformado por dos resortes a corte y dos resortes axiales dispuestos en paralelo y vinculados tal como se muestra en la figura 5.14. Ya que se asumió que el sistema de piso funciona en régimen elástico, la rigidez elástica de corte constituyó su principal parámetro de caracterización. Es pertinente indicar que, tratándose de dos resortes en paralelo, la rigidez de corte de cada uno de ellos es la del piso dividida por dos. Por otro lado, la rigidez axial de los pisos flexibles es, en general, mucho mayor a su rigidez de corte (Lagomarsino et al. 2013). En este trabajo, tanto para el modelo 3D preliminar como para el modelo 3D integral, se asumió una rigidez axial infinita para el sistema de piso.

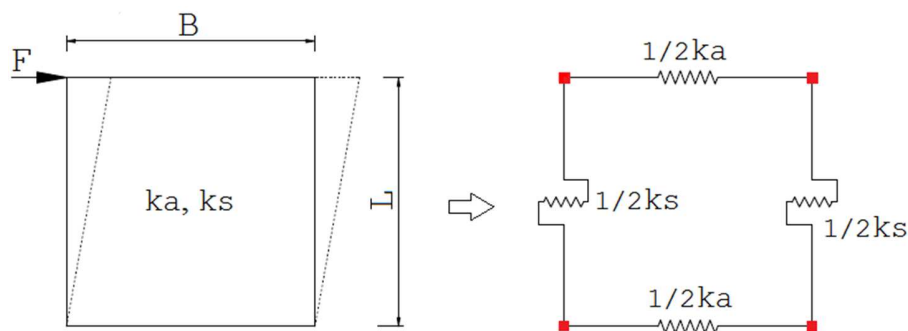


Figura 5.14 Modelación básica de piso para prototipo de Pavia (un solo vano)

El *Steel Deck Institute* propone en su Manual de Diseño de Diafragmas (SDI, 1995) una clasificación de los pisos en función de su rigidez a corte. Dicha clasificación comprende las siguientes cuatro categorías: 1) Flexible: 6.5kips/in – 14.3 kips/in (1000kN/m – 2500kN/m), 2) Semiflexible: 14.3kips/in – 100kips/in (2500kN/m – 17500kN/m), 3) Semirrígido: 100kips/in – 1000kips/in (17500kN/m – 175000kN/m) y 4) Rígido: sobre los 1000kips/in (sobre los 175000kN/m). A partir de estos valores referenciales, se realizaron varios análisis *pushover* sobre el modelo implementado en Ruaumoko del prototipo de Pavia.

En la figura 5.15 se muestran las curvas *pushover* de dos variantes del prototipo de Pavia, correspondientes a casos extremos de tipo de piso: a) muy flexible ($K_{\text{piso}} = K_s = 750\text{kN/m}$), y b) muy rígido ($K_{\text{piso}} = K_s = 120000\text{kN/m}$). En esta figura, N1 y N2 representan los nodos utilizados para controlar el desplazamiento lateral; N1, sobre la *door-wall*, que es la pared más rígida, y N2, sobre la *window-wall*. En la figura 5.16b se presenta un despliegue en pantalla del prototipo de Pavia en el que se referencian tales nodos de control de desplazamiento.

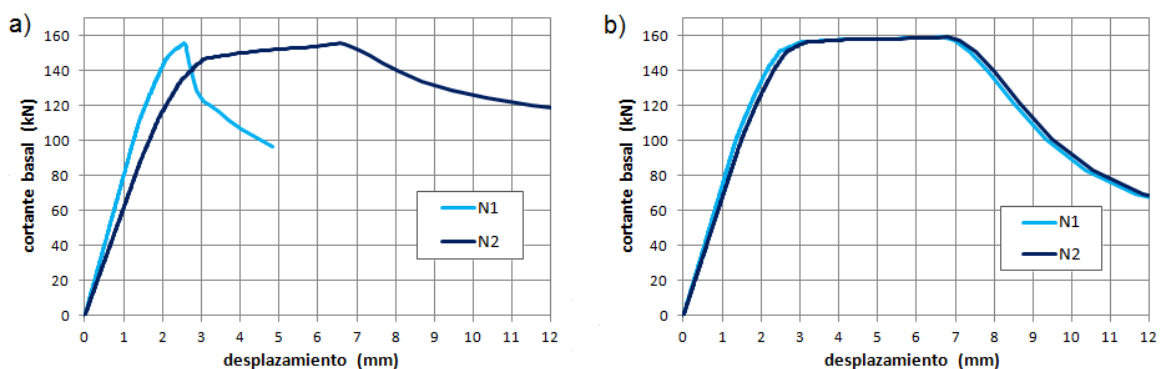


Figura 5.15 Curvas *pushover* de prototipo de Pavia para los casos extremos de piso: a) muy flexible; b) muy rígido

5.3.2.2 Validación de modelo 3D preliminar

Con el fin de validar el modelo 3D propuesto (modelo de transferencia de cargas y modelo de piso flexible), se adoptó, a partir del prototipo de Pavia, un piso VMAR, como el que se ilustra en la figura 5.8. Los arcos de rasilla se apoyan sobre una serie de viguetas IPN140 espaciadas 60cm. Se asumió, además, una capa de compresión de 3cm de concreto, y sobre ella un piso de pavimento hidráulico. La carga permanente asociada a la solución adoptada se estimó en 3kN/m^2 . Por último, se asumió una carga variable (o sobrecarga de uso) de 2kN/m^2 , correspondiente a edificios de vivienda (Ministerio de la Vivienda 2006); de esta forma, la sobrecarga total resultó de 5kN/m^2 .

Puesto que la validación consistiría en una contrastación de resultados con el programa Tremuri (Lagomarsino et al. 2013), la elección del piso descrito arriba tuvo que supeditarse a las tipologías de piso definidas en dicho programa. En este sentido, es relevante señalar que los pisos VMAR tradicionales comprenden, según la literatura (Maheri 2004; Maheri et al. 2012; Shakib et al. 2014), una capa de compresión con mortero muy pobre. En el contexto de la rehabilitación/intervención de edificios, una capa de compresión de concreto (caso asumido) le aporta rigidización al piso VMAR tradicional. De hecho, la sustitución por una capa de concreto es considerada como un método de rigidización de pisos VMAR (Maheri et al. 2012). El trabajo experimental de Mahdizadeh et al. (2012), que investiga la eficacia de este método, reporta un valor de rigidez de corte perpendicular a las viguetas de 2840kN/m para el espécimen de piso rigidizado.

Teniendo en cuenta que la carga lateral sobre el prototipo de Pavia es perpendicular a las viguetas, en la implementación del modelo 3D con Ruaumoko se utilizó un K_{piso} de 3000kN/m. Cabe señalar que este valor de rigidez corresponde a 4.5 veces la del piso original (no rigidizado), con lo cual, según la clasificación de la SDI (1995), se re-categoriza como piso semi-flexible. En la figura 5.16 se presentan los modelos del prototipo de Pavia, como los despliegan en pantalla los programas Ruaumoko y Tremuri. Para capturar el efecto de piso flexible, se obtuvieron curvas *pushover* utilizando dos nodos de control, uno en la *door-wall*, y otro en la *window-wall* (Fig. 5.16b). El patrón de carga lateral aplicada fue proporcional al primer modo. La figura 5.17 presenta la contrastación de curvas *pushover* (*PR-model*: modelo 3D implementado con Ruaumoko y *TR-model*: modelo-Tremuri). En el Anexo 2 se presenta el fichero de ingreso para la obtención de la curva *pushover PR-model*, mostrado en la figura 5.17a. La figura 5.16 muestra el despliegue en pantalla que hace Ruaumoko del modelo 3D elaborado.

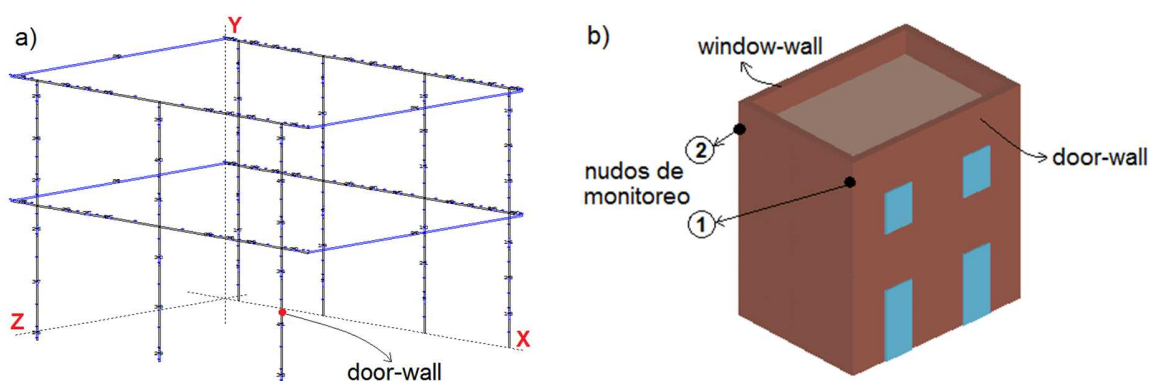


Figura 5.16 Despliegue en pantalla del modelo del prototipo de Pavia: a) Ruaumoko; b) Tremuri (incluye nodos de control/monitoreo de desplazamiento lateral)

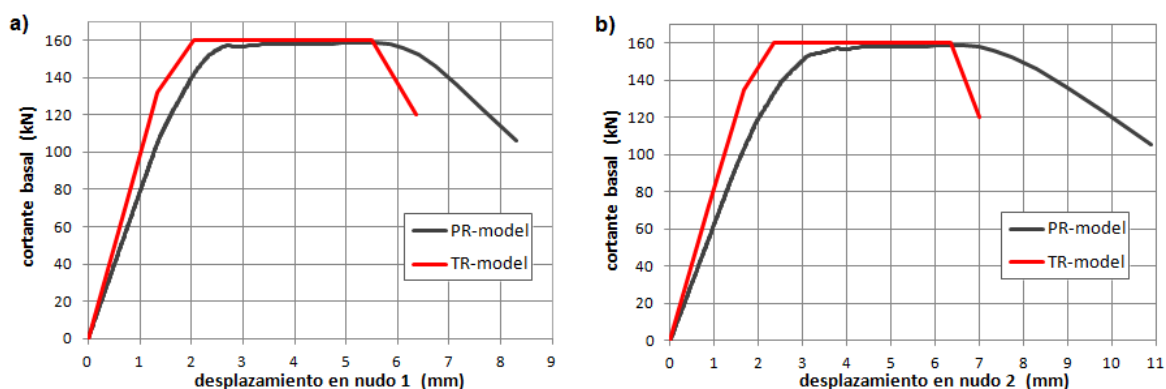


Figura 5.17 Comparación de curvas *pushover* del prototipo de Pavia obtenidas con los nodos de control de desplazamiento en: a) la *door-wall*; b) la *window-wall*

Las curvas *pushover* obtenidas con Ruaumoko y Tremuri (Fig. 5.17) muestran un gran acuerdo en términos de cortante en la base. En cambio, la rigidez elástica de las curvas-Tremuri resultó alrededor de un 15% mayor al de las curvas-Ruaumoko. En este sentido, cabe indicar que el análisis modal arrojó períodos asociados al primer modo de 0.14s y 0.16s para los modelos Tremuri y Ruaumoko, respectivamente, corroborando la mayor rigidez del modelo-Tremuri. Considerando la diferente discretización de las paredes y el diferente tipo de elemento utilizado en la generación de los modelos, esta discrepancia se sitúa dentro de un margen aceptable.

En relación al efecto de piso flexible, como era de esperar, se constató en ambos modelos una situación intermedia a la representada en la figura 5.15 para los casos extremos de piso muy flexible y piso rígido. La diferencia de desplazamientos laterales entre paredes constatada fue de aproximadamente 0.7mm en el caso del modelo-Tremuri, y de aproximadamente 1mm en el caso del modelo-Ruaumoko. Esta pequeña discrepancia evidencia que el modelo 3D propuesto captura aceptablemente el efecto de piso flexible.

5.4 Modelización del edificio-prototipo

5.4.1 Paredes

La geometría de las paredes estudiadas en el capítulo 2 es sencilla; los pisos coinciden con los ejes centroidales de las vigas-dintel, lo cual facilita la modelización. En el caso del edificio-prototipo esta coincidencia no se verifica. Por ello, se debe considerar una separación de la línea de ejes de las vigas-dintel con respecto al piso y, al mismo tiempo, contemplar un sistema de vinculación. En las figuras 5.18 se ilustra la solución adoptada para una pared de fachada y otra interior (eje 4 en planta mostrada en figura 5.5). Los vínculos rígidos que figuran en los pórticos no son elementos independientes, sino partes constituyentes (extremos) de los elementos-resorte.

Es digno de señalar que la solución propuesta en la figura 5.18 constituyó una de las tres variantes de vinculación piso-pórtico examinadas. Estas variantes se probaron con el modelo del EP concluido en la dirección X (Fig. 5.26), obteniéndose curvas *pushover* prácticamente coincidentes. Por otro lado, la conexión de los extremos de los vínculos rígidos de las vigas-dintel con los nodos de encuentro entre pisos y línea de pilares (vinculación piso-pórtico adoptado, tal como puede verse en la figura 5.18) constituyó la variante de más fácil implementación, lo cual motivó su adopción.

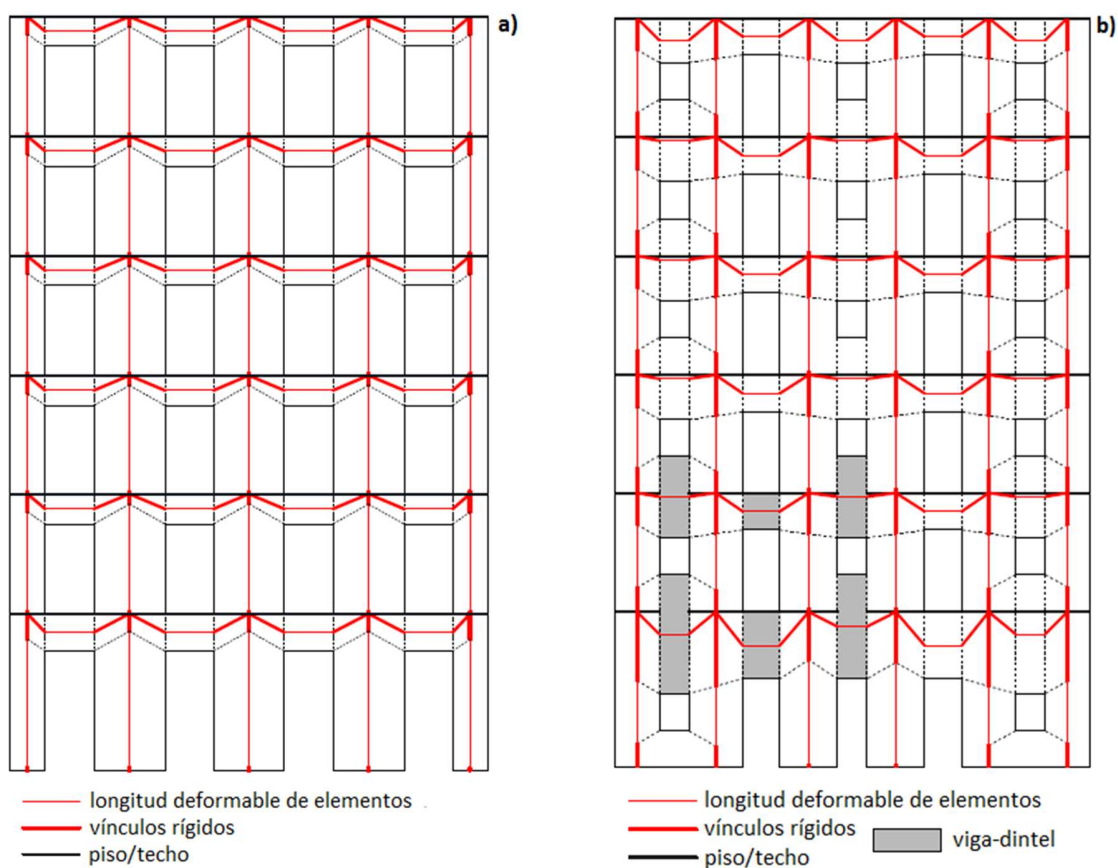


Figura 5.18 Adaptación de aproximación original de pórtico equivalente al edificio-prototipo: a) pared de fachada; b) pared interior

Además, el EP tiene la particularidad de que sus paredes laterales (correspondientes a los ejes A y G en Fig. 5.5) no poseen aberturas. Para abordar su modelización, en primer lugar se estableció como elemento pilar, a nivel de planta, la porción de pared entre dos paredes ortogonales consecutivas, por ejemplo entre las paredes correspondientes a los ejes 1 y 2, o las correspondientes a los ejes 2 y 3 (Fig. 5.5). El eje de cada uno de estos pilares se situó en el

punto medio de las distancias entre sus correspondientes paredes ortogonales. En segundo lugar, la carencia de aberturas implicó, a su vez, la anulación de los elementos viga-dintel, con lo cual los pórticos equivalentes de estas paredes laterales se redujeron a un entramado simple de ejes de pilares y ejes centroidales de piso. En la figura 5.19 se ilustra esta solución sobre una pared de fachada del EP, asumiéndola sin aberturas y con una pared ortogonal que le cruza por la mitad.

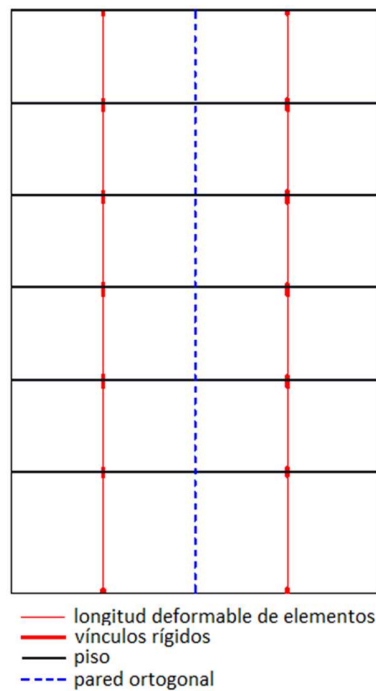


Figura 5.19 Aproximación de pórtico equivalente para el caso de paredes sin aberturas

5.4.2 Sistema de piso

Modelización de sistema de piso a escala de edificio

Para la modelización 3D a escala de edificio, el sistema de piso se concibió como la suma de paneles de piso. Las áreas de tales paneles corresponden a las de los espacios comprendidos entre las paredes ortogonales del EP. Como ya se ha mencionado, este trabajo considera únicamente el comportamiento a corte del panel de piso, asumiendo como parámetros de caracterización sus rigideces a corte en las dos direcciones ortogonales. En este punto, debido a la carencia de información y, puesto que, en general, son esperables valores de rigidez axial mucho mayores que los de corte en los pisos no rígidos (Lagomarsino et al. 2013), se adoptaron rigideces axiales infinitas. Con todo, el macro-elemento diseñado para el panel de piso está equipado con resortes axiales, esto es, admite la consideración de la rigidez axial.

Partiendo de un panel de piso genérico sujeto a una carga lateral y caracterizado en la dirección ortogonal correspondiente por sus rigideces axial y de corte, k_a y k_s , el macro-elemento base diseñado para representarlo consistió en un ensamble de cuatro resortes, dos axiales y dos de corte, tal como se ilustra en la figura 5.14. Estos pares de resortes situados en los bordes paralelos del panel representan, mediante un arreglo en paralelo, las rigideces k_a y k_s , por lo cual sus valores de rigidez se reducen a la mitad. Esta reducción a la mitad obedece a las reglas de funcionamiento de los sistemas de resortes en paralelo.

Ahora bien, tratándose ya de la modelización del edificio-prototipo, el conjunto pórtico-piso provoca la segmentación de los resortes de borde de panel en aquellos puntos en donde se verifican intersecciones con los ejes de pilares. Estos sub-resortes de borde, producto de la segmentación, funcionan en conjunto como un arreglo en serie. Así, aplicando la fórmula correspondiente a la representación mediante sistemas en serie, la rigidez de cada sub-resorte es igual a “n” veces la rigidez del resorte de borde correspondiente ($1/2k_a$ ó $1/2k_s$), siendo “n” el número de sub-resortes. La figura 5.20 ilustra el proceso descrito para un caso particular de panel de piso, en el que tres de sus bordes son cruzados por un eje de pilares y el cuarto borde por dos.

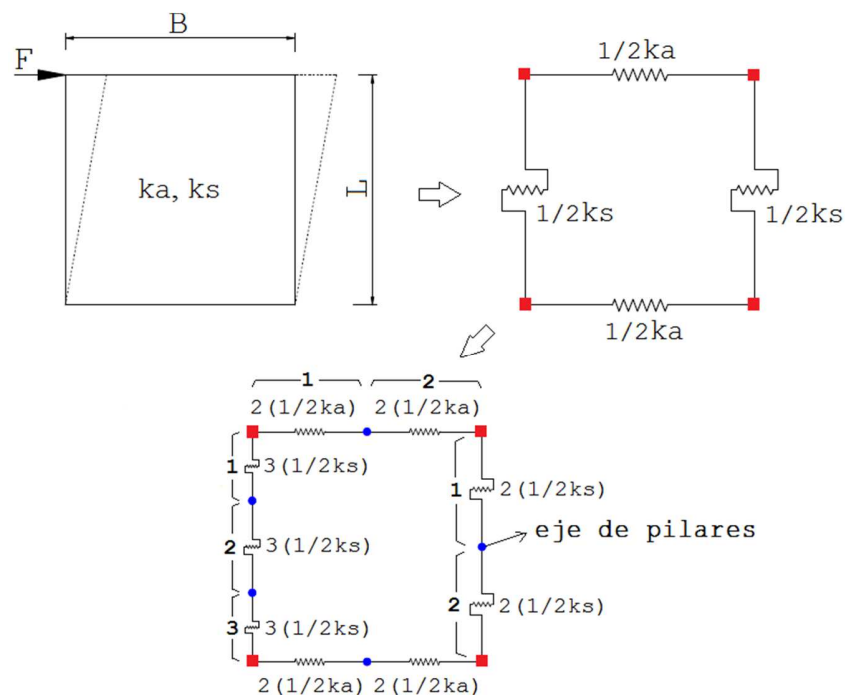


Figura 5.20 Modelización de panel de piso considerando los cruces con los ejes de pilares

El proceso descrito arriba cubre únicamente el comportamiento del panel de piso en una de las direcciones ortogonales. La situación general, que exige la consideración del comportamiento a corte según las dos direcciones ortogonales, se resolvió explotando la cualidad de activación simultánea de varios tipos de resorte que poseen los elementos multi-resorte de Ruaumoko. De este modo, cada sub-resorte del panel de piso constituye, en realidad, un elemento multi-spring con los resortes axial y el de corte en la dirección correspondiente activados. La respuesta de los cuatro resortes restantes se inhibe asignándoles rigideces muy altas (infinitas).

Por último, la modelización del sistema de piso de un edificio debe tomar en cuenta la adyacencia de los paneles de piso. En el caso de los edificios de MNR tradicionales, como el estudiado aquí, los pisos, en general, son uni-direccionales y no presentan continuidad en sus apoyos. En estas condiciones, se superpondrían los sub-resortes de los paneles adyacentes en su borde común y los sub-resortes de corte funcionarían como un arreglo en paralelo (Fig. 5.21). El modelo captura esta rigidización local a corte del sistema de piso superponiendo los sub-resortes a corte adyacentes. Los valores de rigidez a corte de estos nuevos sub-resortes vienen dados, tal como se muestra en la figura 5.21, por la suma de las rigideces a corte de los sub-resortes adyacentes correspondientes.

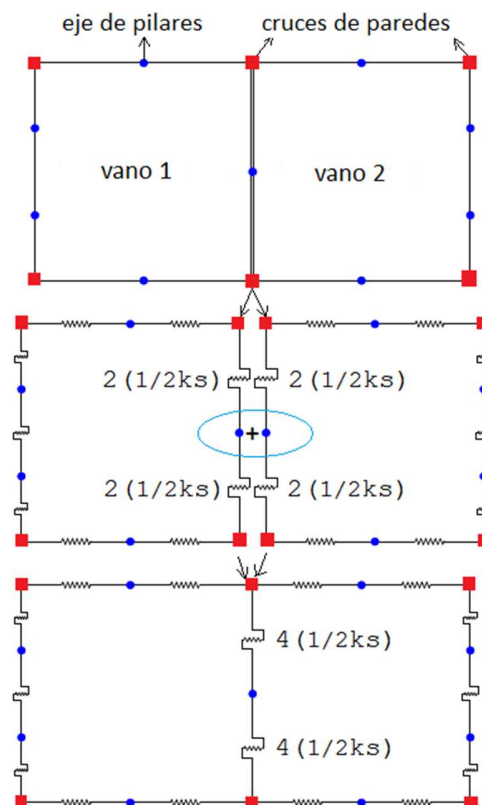


Figura 5.21 Consideración de adyacencia en la modelización de los diafragmas de piso

En este trabajo se asume que la respuesta de los paneles de piso se mantiene en el campo elástico, de modo que su caracterización viene dada por la rigidez elástica de dichos paneles a corte simple (rigidez axial infinita). Puesto que los paneles de piso de los edificios de MNR tradicionales constituyen, en general, sistemas uni-direccionales, es esperable un comportamiento ortotrópico. Por último, cabe remarcar el hecho de que mucha de la investigación experimental de pisos tradicionales se ha concentrado en el comportamiento a corte de los especímenes con la carga ejercida en dirección paralela a las viguetas. En lo que sigue, se aplicarán los lineamientos de modelización (base teórica y/o experimental descrita en el capítulo anterior y las consideraciones hechas en este apartado) a las variantes de piso asumidas: 1) VMAR y 2) piso de madera con entablado simple y doble.

Adopción de rigideces de corte para panel de piso VMAR

En cuanto al panel (o diafragma) de piso VMAR, su carácter ortotrópico viene dado por su diferente comportamiento a corte simple en las dos direcciones ortogonales, lo cual se evidencia en los valores experimentales obtenidos por Shakib y Mirjalili (2010), consignados en la Tabla 5.2. Los valores de rigideces de corte para los resortes de borde de los paneles del edificio-prototipo se obtuvieron a partir de los módulos equivalentes de corte (G_e) asociados a las dos rigideces de corte de la Tabla 5.2: 1) perpendicular a las viguetas, $k_s = 620 \text{ kN/m}$, y 2) paralelo a las viguetas, $k_s = 1270 \text{ kN/m}$. Estos valores de G_e , de 8000 kN/m^2 y 16000 kN/m^2 , respectivamente, se evaluaron resolviendo para G_e la fórmula (5.6b), con un espesor de piso $t = 10 \text{ cm}$. De este modo, se consideran las características dimensionales y de relación de aspecto de los diafragmas de piso. En la figura 5.22 se ilustra la asignación de rigideces de corte para un macro-elemento piso con una orientación de viguetas dada. A partir de aquí, los valores definitivos de rigidez de corte para los resortes de borde de diafragma se establecieron mediante las transformaciones aritméticas esquematizadas en las figuras 5.20 y 5.21, asociadas a los cruces con los ejes de pilares y a la adyacencia entre paneles, respectivamente.

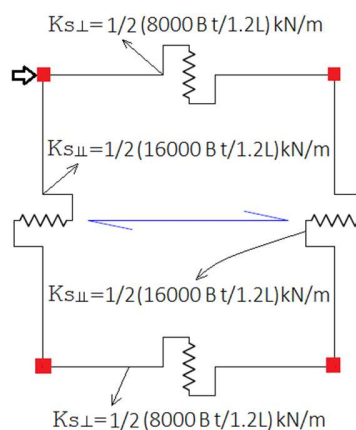


Figura 5.22 Asignación de rigideces de corte a macro-elemento diafragma de piso: caso VMAR

Adopción de G_{eq} para pisos de entablado simple y doble

La mayoría de los trabajos experimentales sobre el desempeño sísmico de pisos de entablado simple (Corradi et al. 2006; Piazza et al. 2008; Valluzzi et al. 2010; Brignola et al. 2012) reportaron valores de G_{eq} en el intervalo entre 5MPa y 20MPa. El estudio paramétrico de G_{eq} realizado por Brignola et al. (2009), cuyos resultados adoptaron la forma de curvas, condujo a un intervalo entre 10MPa y 20MPa para pisos de entablado con características propias de los pisos del Eixample (Fig. 5.23).

El trabajo de Brignola et al. (2012), si bien reporta para el espécimen de interés un G_{eq} de 13.6MPa, cuestiona la formulación clásica del G_{eq} (basada en la falla del piso a partir de la falla de los clavos), y apunta a una falla del piso asociada a la falla por flexión de las tablas. Además, concluye que las formulaciones clásicas (Brignola et al. 2009; NZSEE 2006), en las que la falla por deslizamiento de los clavos juega un rol predominante, subestima el valor de G_{eq} . Sin embargo, hasta el término de escritura de este trabajo, no se hallaron estudios que, ensayando especímenes de interés (relación de aspecto alrededor de 1), corroboren un modo de falla predominante por flexión de las tablas.

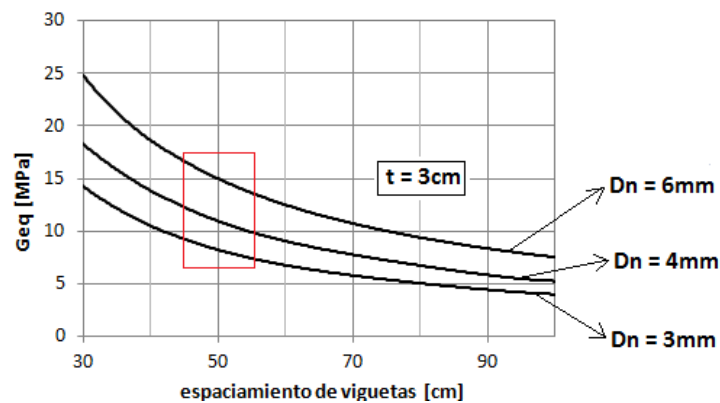


Figura 5.23 Rango de G_{eq} para pisos de entablado simple del Eixample en curvas obtenidas por Brignola et al. (2009)

En lo referente a los pisos de entablado simple, considerando 1) que la evidencia experimental reporta un rango de variación no significativo para G_{eq} entre 5 MPa y 20MPa, y 2) que según el estudio de Brignola et al. (2012), las predicciones de G_{eq} a partir de las formulaciones clásicas (NZSEE 2006; Brignola et al. 2009) subestimarían los valores reales. En este trabajo se ha optado por asumir para G_{eq} el valor máximo de los rangos de variación experimental y analítico indicados arriba, esto es, 20MPa.

En relación a los pisos de entablado doble, los estudios son escasos. De los resultados del trabajo de Piazza et al. (2008) puede concluirse que no es muy efectivo como método de rigidización. Las disposiciones típicas de las tablas de la segunda capa de entablado respecto de la primera son inclinadas a 45° u ortogonales. Las de interés para este trabajo son estas últimas por representar una variante de piso de madera en el Eixample. Los dos estudios experimentales que las han considerado (Corradi et al. 2006; Branco et al. 2014) reportaron valores de G_{eq} de 2.5 a 6 veces el valor de G_{eq} correspondiente al piso de entablado simple. Sobre esta base, se ha asumido aquí para los pisos con segunda capa de entablado ortogonal un $G_{eq} = 80\text{MPa}$, esto es, 4 veces el valor G_{eq} asumido para el piso de entablado simple.

Consideración de ortotropía y definición de rigideces de corte

El valor de G_{eq} asumido arriba para pisos de entablado simple se refiere, en rigor, a pisos con relación de aspecto igual a 1 y con la carga lateral paralela a las viguetas, dado que estas condiciones fueron el denominador común de los estudios experimentales considerados y también las condiciones de base en el estudio analítico de Brignola et al. (2009). La influencia de la condición ortotrópica y de la relación de aspecto en la rigidez de corte de los diafragmas de piso de madera son aspectos en los que hace falta trabajo experimental y analítico.

No obstante, Gattesco y Macorini (2014) plantean una fórmula de rigidez a corte general fundamentada en el deslizamiento de los pares de clavos como modo de falla del piso (véase ecuación 4.32). Dicha fórmula se reduce a una fracción simple, según la cual (bajo condiciones típicas de configuración) la rigidez a corte del piso depende únicamente de la longitud del piso perpendicular a la carga. Por otro lado, en la práctica constructiva las viguetas salvan el vano de menor dimensión del piso. De este modo, para un tablero de piso dado, su rigidez de corte menor es aquella asociada con la carga lateral paralela a las viguetas. Esta condición de carga es, precisamente, la de los trabajos experimentales estudiados y la del estudio analítico de Brignola et al. (2009).

En el presente trabajo se determinó, en primer lugar, la rigidez a corte del piso con la carga lateral paralela a las viguetas. Esto es, con los G_{eq} asumidos arriba (20MPa para pisos de entablado simple y 80MPa para pisos de entablado con segunda capa ortogonal), se evaluó para cada uno de los tableros de piso su rigidez a corte con la carga lateral paralela a las viguetas, mediante la fórmula:

$$K_{d\parallel} = \frac{G_{eq} B t}{\chi L} \quad (5.1)$$

donde, $K_{d\parallel}$ es la rigidez a corte del panel de piso con la carga lateral paralela a las viguetas; B es la dimensión del diafragma paralela a la carga; L es la dimensión del diafragma perpendicular a

la carga; t es el espesor del diafragma; G es el módulo de corte; y $\chi = 1/\kappa = 1.2$ es el factor de corte para secciones rectangulares.

En segundo término, se evaluó, para cada uno de los tableros de piso, su rigidez de corte con la carga lateral perpendicular a las viguetas, deducida a partir de la fórmula general de Gattesco y Macorini (2014), en los siguientes términos (véase ecuación 4.34):

$$K_{d\perp} = K_{d\Box} \left(\frac{\text{dimensión mayor}}{\text{dimensión menor}} \right)^2 \quad (5.2)$$

donde, las dimensiones mayor y menor se refieren a las del panel de piso; $K_{d\perp}$ es la rigidez de corte del panel de piso con la carga lateral perpendicular a las viguetas y $K_{d\parallel}$ la rigidez de corte del panel de piso con la carga lateral paralela a las viguetas.

Finalmente, con las rigideces de corte paralela y perpendicular a las viguetas para cada uno de los doce paneles de piso, los valores de rigidez de corte de los elementos-resorte de piso se establecieron (del mismo modo que con el piso VMAR) mediante las transformaciones aritméticas esquematizadas en las figuras 5.20 y 5.21.

5.4.3 Concentración de masas

En los estudios cuya premisa es una respuesta global del edificio gobernada por el comportamiento en el plano de las paredes, las masas se concentran al nivel de piso y en los nodos situados en las paredes. Sobre esta base, los modelos de pórtico equivalente sitúan estas masas nodales ya sea en las intersecciones de las paredes ortogonales (Lagomarsino et al. 2013) o bien en los ejes centroidales de los pilares. En este trabajo, las masas nodales se concentraron en los nodos de intersección de los ejes de pilares con el plano centroidal del piso. Bajo este criterio, el EP exhibe, a nivel de cada planta, el esquema de masas nodales representado en la figura 5.24.

A las masas nodales aportan, por una parte, los elementos pilares y vigas dintel, y por otra, los paneles de piso con su respectiva sobrecarga. Las masas tributarias de los elementos se calcularon siguiendo un lineamiento bien conocido, a partir de las áreas generadas por las líneas divisorias que pasan por las mitades de entrepisos y de las aberturas de puertas y ventanas, tal como se esquematiza con el pórtico simple de la figura 5.25. En relación con la masa del panel de piso, una malla de nueve áreas rectangulares, producto de la definición de franjas de un cuarto de la luz en cada uno de sus 4 bordes (v.g. vano 11 en figura 5.24), fue el esquema-base adoptado para la tributación a las masas nodales situadas en los pilares perimetrales (Kim y White 2003).

Con respecto a la estrategia de tributación adoptada, tanto las masas correspondientes a las ocho áreas periféricas (vano 11, Fig. 5.24) como la correspondiente al área central (vano 12, figura 5.24) tributan a la masa nodal más cercana (vanos 1 y 5, Fig. 5.24). Si esta máxima cercanía se verifica en términos de equidistancia/cuasi-equidistancia, la masa tributaria se distribuye a partes iguales entre las masas nodales equidistantes/cuasi-equidistantes, como se ilustra en el vano 3 de la figura 5.24. En el Apéndice 1, sección 3, se presentan detalles de llenado del bloque Pesos y Cargas, y en la Tabla 1.3 del Apéndice 1 se presenta un desglose de pesos por plantas/niveles del EP. El peso del Nivel 0 corresponde al peso total de las mitades inferiores de los pilares cortados por el eje inferior del modelo de masas en elevación (Figura 5.25)

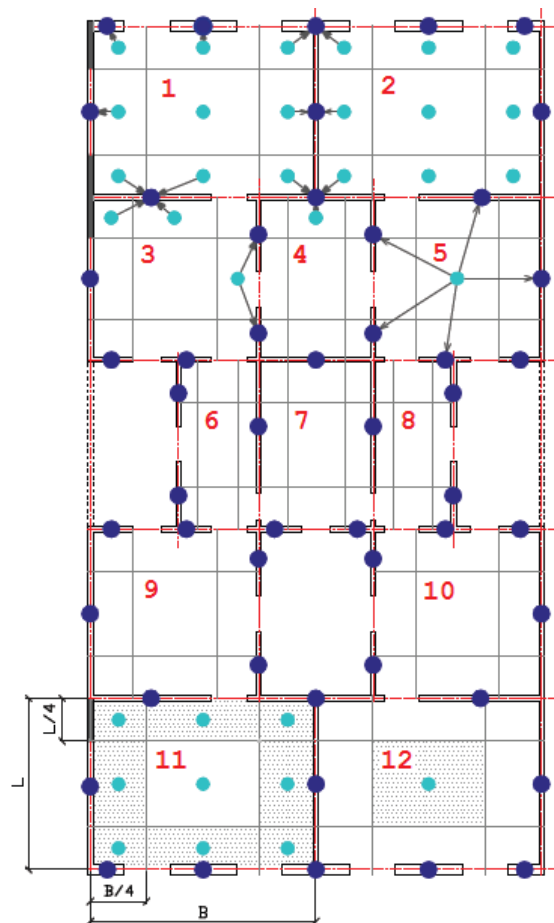


Figura 5.24 Esquema de contribución a las masas nodales por parte del diafragma de piso

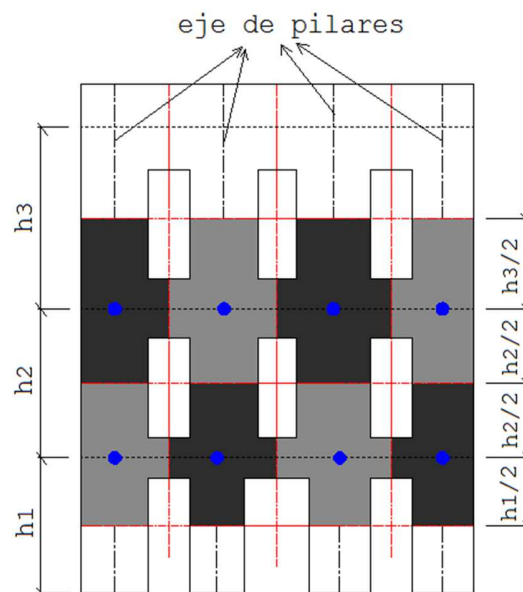


Figura 5.25 Esquema de contribución a las masas nodales por parte de las paredes

5.5 Generación del edificio-prototipo

Las paredes del EP en su dirección corta (dirección X) se idealizaron como pórticos equivalentes (Fig. 5.18); en cambio, en la dirección larga (dirección Z), la falta de continuidad en las líneas de paredes y la carencia de aberturas en las paredes laterales (Fig. 5.19) dificultaron dicha idealización. Por tal razón, se adoptó un plan de generación del edificio en dos etapas: la primera, del edificio en su dirección corta, y la segunda, del agregado/conjunto de paredes del edificio en su dirección larga. La generación del edificio en su dirección corta comprendió tanto el conjunto de paredes como el sistema de piso. Por tanto, el agregado de paredes en la dirección larga (segunda etapa) incluyó únicamente a las paredes en dicha dirección. Esta estrategia de generación aportó, además, la ventaja de poder realizar pruebas y ajustes del modelo a escala de edificio mediante la realización de análisis *pushover* en la dirección corta.

Sobre la base de la estrategia general señalada arriba, la generación de macro-elementos (v.g. pilares, vigas-dintel y diafragmas de piso) y de sus componentes-resorte obedeció a la secuencia y el orden esquematizados en la figura 5.26. Así, en cada una de las dos etapas se elaboró el modelo por plantas, y a nivel de plantas, los macro-elementos se generaron por paredes: de la 1 a la 6, en la dirección X, y de la A a la G, en la dirección Z (Fig. 5.5). Por último, a nivel de elementos-resorte, sus nodos de caracterización geométrica se generaron con arreglo a las direcciones positivas de los ejes globales. En la figura 5.27 se muestra el despliegue en pantalla que hace Ruaumoko del edificio-prototipo. Por otro lado, en el Apéndice 1 se describen las pautas básicas de elaboración del fichero de ingreso de datos.

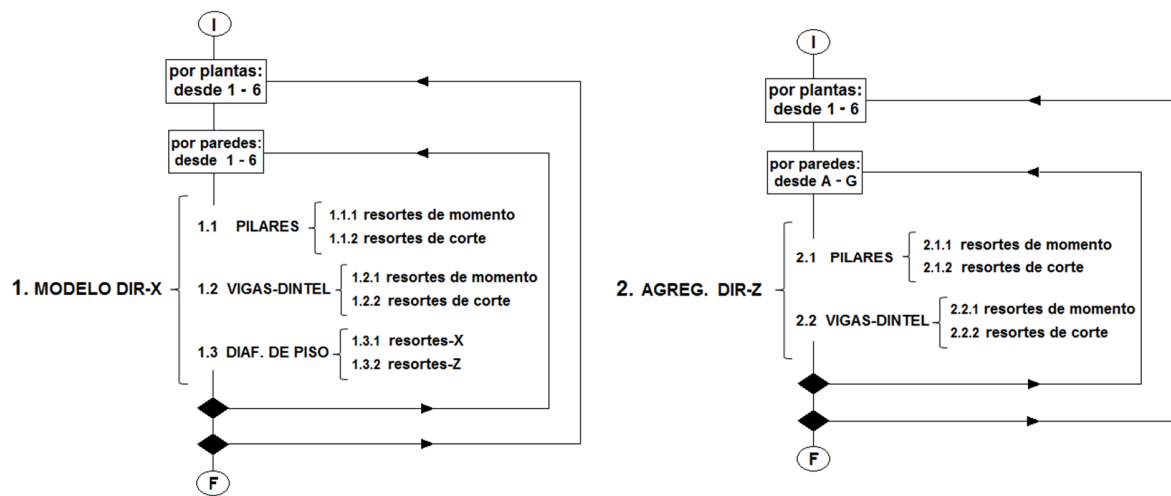


Figura 5.26 Estrategia de generación de los macro-elementos y de los elementos-componentes del edificio-prototipo

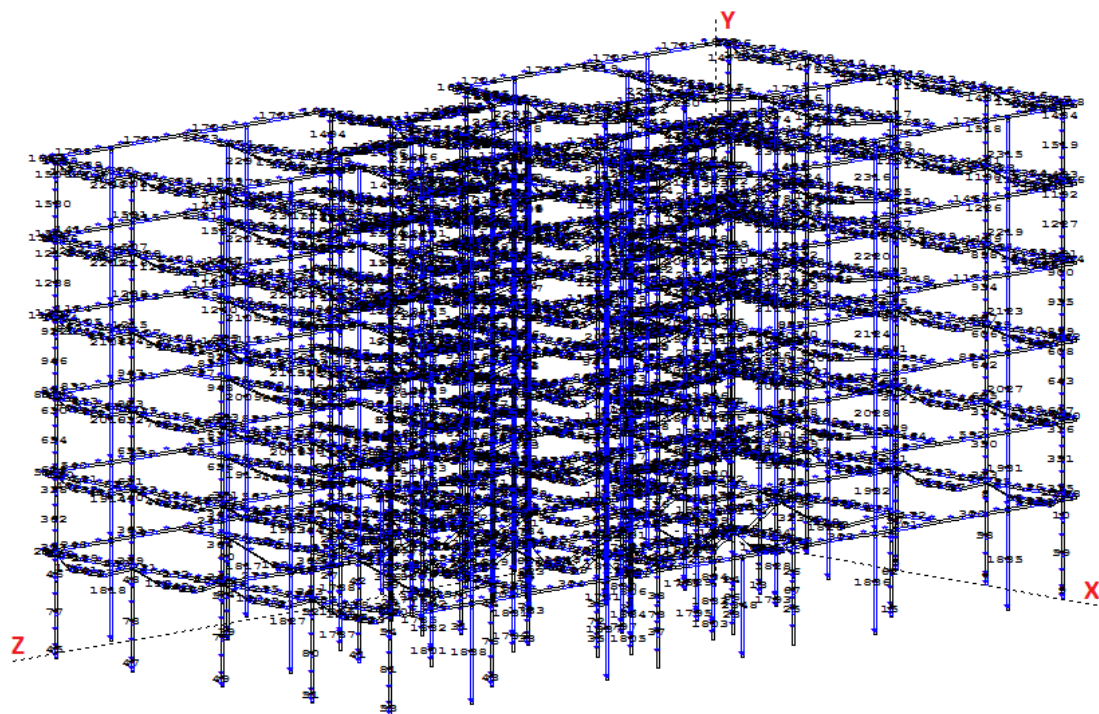


Figura 5.27 Despliegue en pantalla que hace Ruaumoko del edificio-prototipo

6. INFLUENCIA DE LA RIGIDIZACIÓN DEL SISTEMA DE PISO EN LA RESPUESTA GLOBAL DEL EDIFICIO-PROTOTIPO

A partir del modelo-base de edificio-prototipo (EP) implementado en Ruaumoko, los objetivos fundamentales de este capítulo son: 1) calibrar el modelo del EP, utilizando las condiciones de borde de los pilares como variable de ajuste y el modelo de pórtico equivalente con elementos tipo viga de Tremuri como modelo de validación, y 2) examinar la influencia de la rigidización del sistema de piso sobre la respuesta global del EP. La rigidización consistió en métodos de rigidización aplicados sobre las dos variantes básicas de EP: a) con piso de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR) y b) con piso de envigado de madera y entablado. La respuesta global examinada comprendió tres apartados: a) propiedades modales básicas, b) curvas *pushover* y c) configuraciones deformadas de los pisos.

Además, como parte del estudio de la influencia de la rigidización del sistema de piso, se llevó a cabo, en términos de análisis *pushover*, un análisis de sensibilidad de la respuesta global del EP ante diferentes métodos de rigidización. Producto de este análisis preliminar, el ámbito de estudio se redujo a un método de rigidización por cada variante básica, incorporando, además, una sub-variante con piso rígido como caso de referencia. Los resultados y discusión más relevantes sobre la influencia de la rigidización del sistema de piso en la respuesta global del EP se refieren a este ámbito de estudio reducido.

6.1 Calibración del modelo de edificio-prototipo

Las condiciones de borde en pilares que se consideraron para ajustar los modelos de las paredes de Pavia y la pared “D” del edificio en vía Verdi (véase sección 3.1.1.3) fueron las convencionales (Magenes y Calvi 1997; FEMA 356 2000): en cantiléver y totalmente restringido. No obstante, en los edificios de MNR, la rigidez y resistencia de las vigas-dintel pueden variar significativamente, generando diferentes grados de acoplamiento entre paredes y condiciones de borde en pilares. En reconocimiento de esto, varios autores distinguen en particular, tres: 1) acoplamiento débil, 2) acoplamiento fuerte y 3) acoplamiento intermedio (Tomazevic 1999; Lang 2002; Petry y Beyer 2013; Lagomarsino y Cattari 2015), que se corresponden con las condiciones de borde en pilares en cantiléver, totalmente restringido a rotación y semi-restringido a rotación, respectivamente (Fig. 6.1).

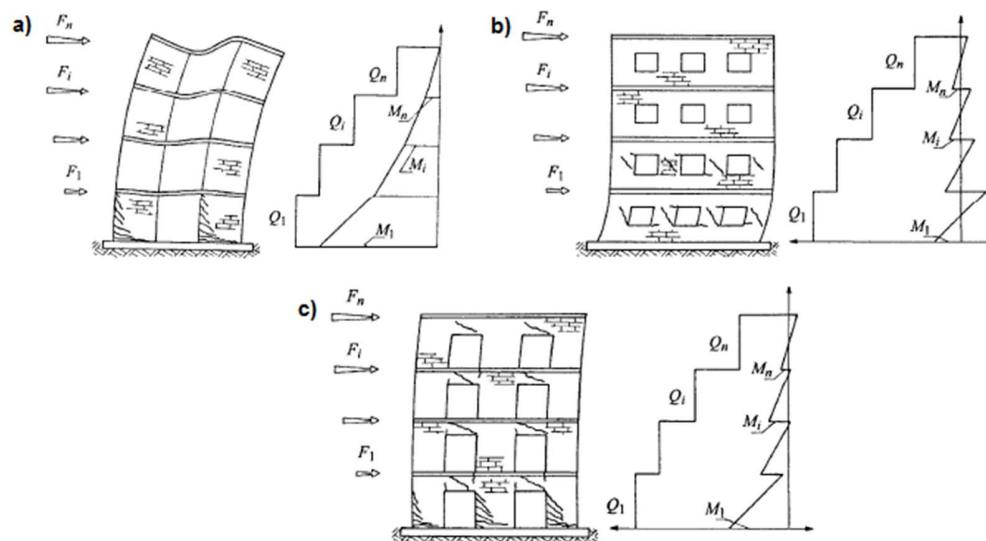


Figura 6.1 Grados de acoplamiento entre paredes: a) débil; b) fuerte; c) intermedio

Cabe recordar que el mejor ajuste para la pared de Pavia se verificó asumiendo condiciones de borde en cantiléver para los pilares, mientras que el mejor ajuste para la pared “D” del edificio en vía Verdi se alcanzó imponiendo a los pilares condiciones de restricción total a rotación. Así pues, se consideró procedente, previo al estudio de cualquier efecto, calibrar el modelo de EP en función de las condiciones de borde en los pilares. A las dos condiciones de borde convencionales se sumó, en este proceso de calibración, la condición de semi-restringido a rotación (grado de acoplamiento intermedio entre paredes). Como modelo-base para la calibración se adoptó el correspondiente a la variante básica de EP con piso de Vigueta Metálica y Arco de Rasilla (VMAR). En adelante, por simplicidad se hará referencia a esta variante básica con el acrónimo PC (entiéndase: Piso Compuesto de vigueta metálica y arco de rasilla).

Tremuri se seleccionó como programa de referencia. Es importante señalar que su opción de modelo de pórtico equivalente con elementos tipo viga (usado aquí) considera las condiciones de borde de pilares a partir de una estimación del punto de contraflexión en los pilares basada en sus momentos extremos (Lagomarsino et al. 2008). A continuación, se reseñarán las características más sobresalientes del programa Tremuri y se describirá el proceso de calibración del modelo propuesto (implementado en Ruaumoko), basado en la variación de las condiciones de borde de los pilares.

6.1.1 Análisis *pushover* del modelo-base de edificio-prototipo usando Tremuri

Consideraciones generales acerca del programa Tremuri

El código Tremuri fue desarrollado en la Universidad de Génova en el 2001 (Galasco et al. 2004) e implementado en el programa comercial 3Muri, en el cual se han ido incorporando

las mejoras sucesivas sobre el código (STADATA - 3Muri Program 2012). La mayor parte de las características de Tremuri se desarrollaron e implementaron con el objetivo de llenar algunos de los vacíos existentes en el análisis sísmico de estructuras de mampostería, con particular atención en la evaluación de edificios de MNR con pisos flexibles.

Entre las principales características de Tremuri, destacan las siguientes: 1) la creación de un pórtico tridimensional equivalente basado en el ensamble de estructuras bidimensionales (paredes de mampostería y diafragmas de piso), el cual permite una condensación eficaz de los grados de libertad del modelo global; 2) la implementación de elementos específicos que posibilitan la representación de las principales características de la respuesta no lineal de pilares y vigas-dintel de mampostería, así como también el de otros miembros estructurales (v.g. miembros de hormigón armado, tirantes de acero); 3) la implementación de un elemento membrana ortotrópico para la simulación del comportamiento de los diafragmas flexibles, comunes en los edificios de MNR existentes y 4) la implementación de un algoritmo versátil para el análisis *pushover*, que toma en cuenta la evolución no lineal de la respuesta lateral de los edificios de mampostería. Detalles acerca de las bases teóricas de estas características pueden encontrarse en Lagomarsino et al. (2013) y Penna et al. (2013).

En relación con las hipótesis básicas de Tremuri, es relevante señalar que tanto la respuesta a flexión (en su propio plano) de los diafragmas como la respuesta fuera del plano de las paredes no se evalúan, ya que se consideran despreciables en el contexto de la respuesta global del edificio gobernado por el comportamiento en el plano de las paredes (Lagomarsino et al. 2013). Esta asunción presupone una conexión apropiada entre las paredes y el sistema de piso. Por otra parte, Tremuri está equipado con dos formulaciones de pórtico equivalente: 1) la más refinada, basada en macro-elementos no-lineales bi-dimensionales (Brencich et al. 1998; Penna et al. 2013) y 2) la formulación simplificada, basada en elementos no lineales tipo viga. La formulación más refinada está orientada a análisis dinámicos no lineales, mientras que la simplificada, utilizada en este trabajo con propósitos de calibración del modelo del EP, se orienta al desarrollo de análisis *pushover* y está más vinculada a la práctica ingenieril.

El elemento tipo viga implementado en Tremuri es prácticamente el mismo que el implementado por Magenes y Della Fontana (1998) en el código SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings). Este elemento se basa en una idealización de inelasticidad concentrada; su respuesta se caracteriza en términos de rigidez y capacidades de resistencia y desplazamiento último mediante la adopción de apropiadas relaciones fuerza-desplazamiento y *drifts* de falla. Tal caracterización, consistente con las recomendaciones de varios códigos (CEN 2005; NTC 2008; ASCE/SEI 41-06 2007), se construye con pocos parámetros mecánicos y posibilita el desarrollo de análisis *pushover* con un esfuerzo computacional razonable.

Análisis pushover de variante básica EP-VMAR utilizando Tremuri

Con el fin calibrar el modelo 3D propuesto e implementado en Ruaumoko, se construyó el modelo correspondiente a la variante básica PC en código Tremuri. Las figuras 6.2 y 6.3 muestran vistas del EP, mientras que la figura 6.4 muestra un esquema del sistema de piso. Cabe remarcar que la dirección transversal corresponde al lado corto del edificio, mientras que la dirección longitudinal, al lado largo (Fig. 6.2). En cuanto al esquema del sistema de piso (Fig. 6.4), “i” es la separación entre viguetas y “s”, el espesor del sistema de piso. Las discretizaciones en macro-elementos bidimensionales que se ilustran en la figura 6.5 corresponden a dos paredes alineadas en la dirección trasversal del EP. Si bien Tremuri despliega este esquema de macro-elementos bi-dimensionales, debe advertirse que el análisis *pushover* lo realiza sobre el modelo de pórtico equivalente con elementos tipo viga.

Las figuras 6.6 y 6.7 presentan los despliegues en pantalla de Tremuri de las curvas *pushover* de la variante básica PC. El patrón de carga lateral asumido en el análisis *pushover* fue el proporcional al primer modo de vibración. Es importante señalar que el control de desplazamiento se asignó al nodo del techo más cercano al centro de masa.

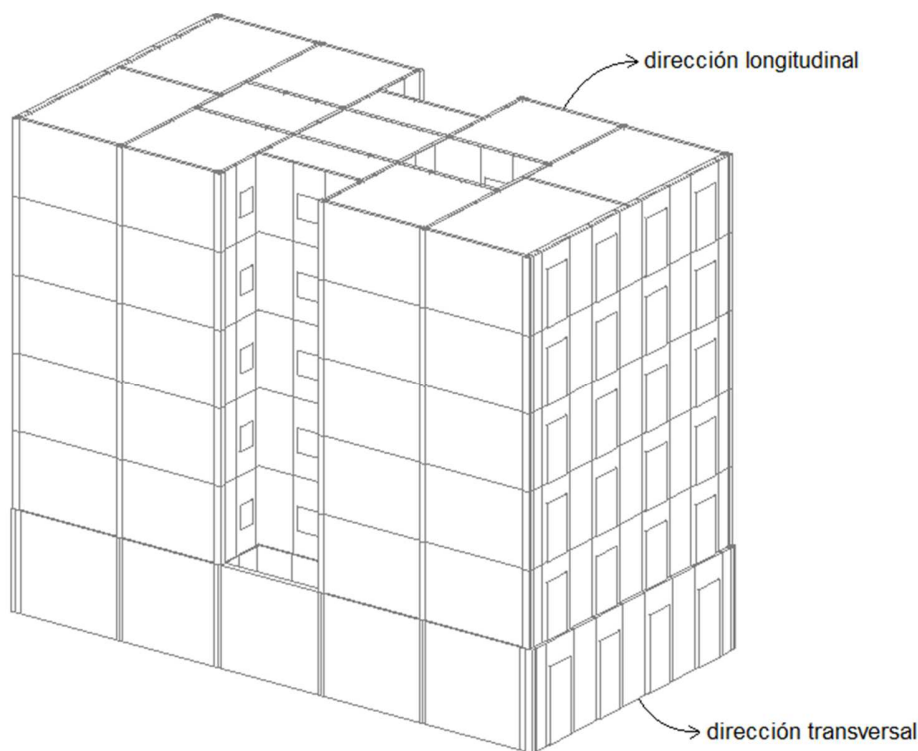


Figura 6.2 Vista 3D del edificio-prototipo (EP) generada por Tremuri

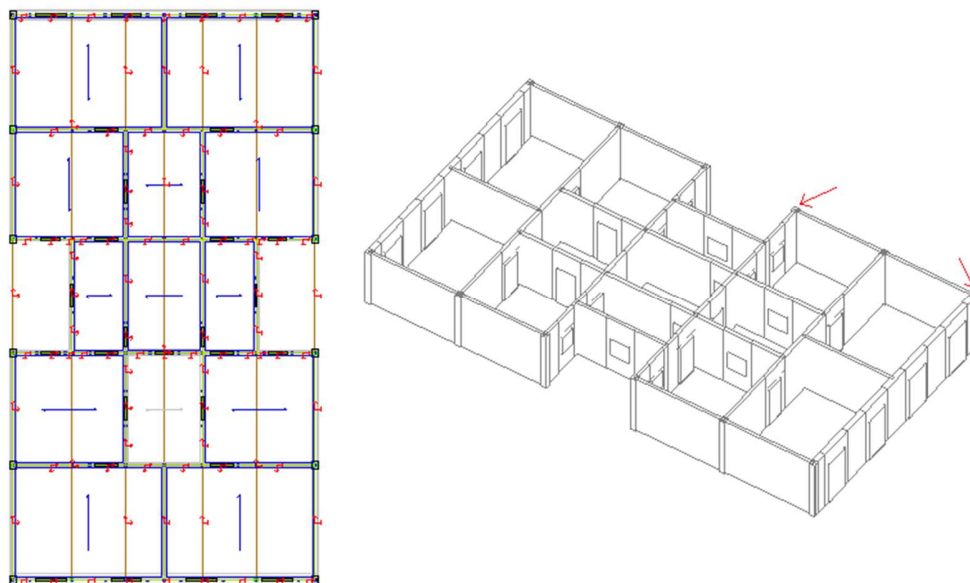


Figura 6.3 Vistas 2D y 3D de una planta tipo del edificio-prototipo (EP)

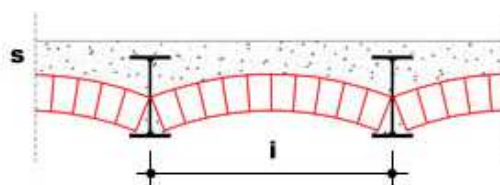


Figura 6.4 Esquema de piso de viga metálica y arco de rasilla (PC) adoptado en Tremuri

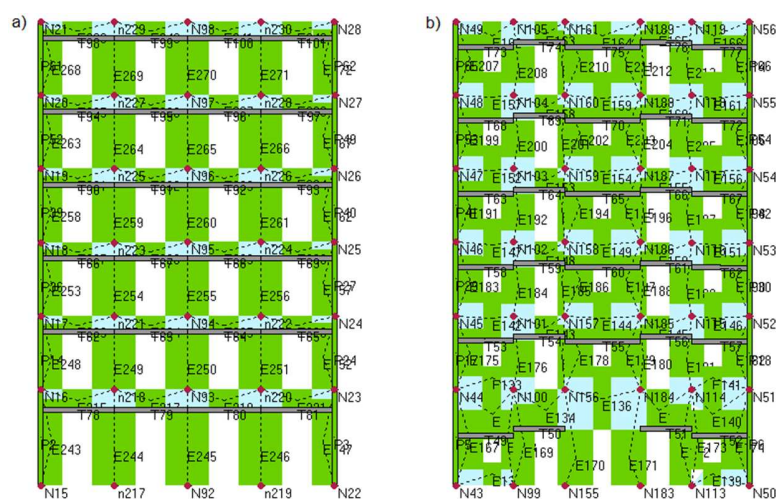


Figura 6.5 Discretización en macro-elementos generada por Tremuri para las paredes indicadas en la Figura 6.3: a) pared de fachada; b) pared interior

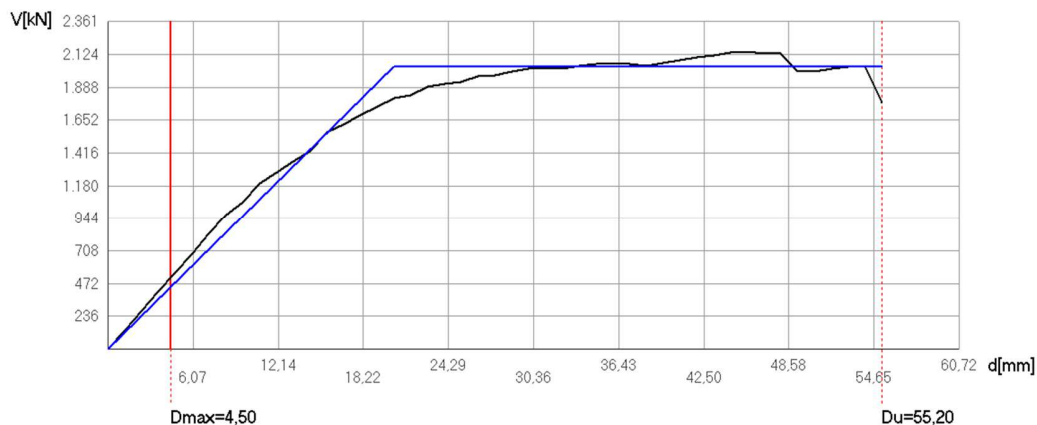


Figura 6.6 Despliegue en pantalla de curva *pushover* de la variante básica PC obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

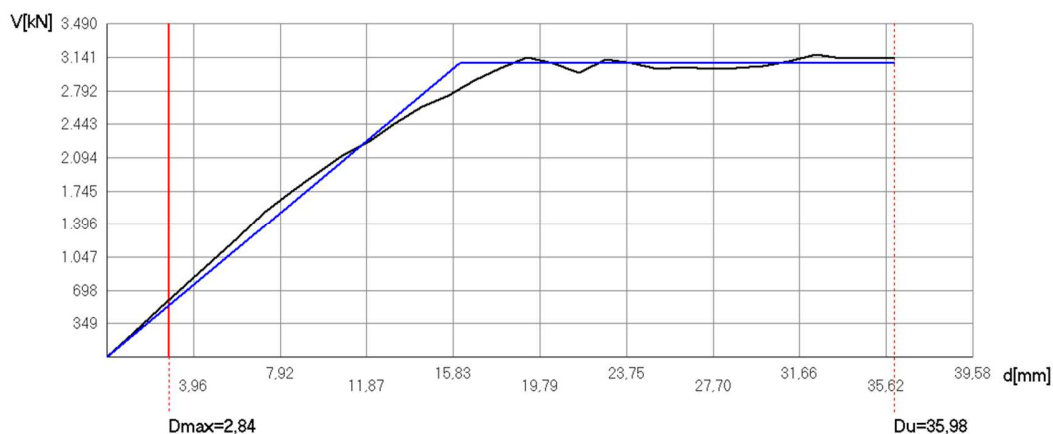


Figura 6.7 Despliegue en pantalla de curva *pushover* de la variante básica PC obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

6.1.2 Resultados del proceso de calibración

Como se había señalado, la calibración del modelo de EP contemplará tres condiciones de borde en pilares: 1) en cantiléver, 2) totalmente restringido a rotación y 3) semi-restringido a rotación. En los modelos de pórtico equivalente, las condiciones de borde de los pilares inciden tanto en la rigidez de los pilares como en su capacidad de resistencia a corte. En relación con la capacidad de resistencia a corte, cabe recordar que las formulaciones de Magenes y Calvi (1997), usadas aquí, incluyen el parámetro de relación de corte ($\alpha_v = H_{ef}/D$; $H_{ef} = \psi' H_d$) para considerar la influencia de las condiciones de borde de los pilares, y más específicamente, el factor ψ' que afecta a la altura deformable de los pilares, H_d . En cuanto a la rigidez lateral de los pilares, el código FEMA 356 (2000) propone dos fórmulas, ampliamente utilizadas para representar los

casos ideales de condiciones de borde en cantiléver y totalmente restringido a rotación: ecuaciones (6.1a) y (6.1b), respectivamente:

$$k_p = \frac{1}{\frac{H_d^3}{3E_m I_g} + \frac{H_d}{A_v G_m}} \quad ; \quad k_p = \frac{1}{\frac{H_d^3}{12E_m I_g} + \frac{H_d}{A_v G_m}} \quad (6.1a, 6.1b)$$

donde, k_p es la rigidez lateral de los pilares; H_d es la altura deformable de los pilares; A_v es el área de corte; I_g es el momento de inercia de la sección bruta (no agrietada); E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería; G_m es el módulo de corte.

Así, a partir del modelo-base, correspondiente a la variante básica PC, se generaron tres modelos en Ruaumoko, correspondientes a las tres condiciones de borde. Las propiedades de rigidez y resistencia a corte de los pilares para cada uno de estos modelos variaron en función de los valores de k_p y ψ' mostrados en la Tabla 6.1. Las rigideces laterales y los factores de altura efectiva (ψ') para los pilares con condición de borde semi-restringida se evaluaron como el promedio de los valores asociados a las condiciones de borde en cantiléver y totalmente restringida (Tabla 6.1).

Tabla 6.1 Rigideces laterales y factores de altura efectiva para condiciones de borde en pilares

condición de borde en pilares	k_p	ψ'
cantiléver	k_p (ec. 6.1a)	1.0
totalmente restringido a rotación	k_p (ec. 6.1b)	0.5
semi-restringido a rotación	$1/2 [k_p \text{ (ec. 6.1a)} + k_p \text{ (ec. 6.1b)}]$	0.75

Generados los modelos de la variante básica PC bajo las tres condiciones de borde de los pilares, se ejecutaron los análisis *pushover* en Ruaumoko. Tales análisis contemplaron la actuación de la carga lateral según las dos direcciones ortogonales del EP. Con fines comparativos, se asumieron un patrón de carga lateral proporcional al primer modo de vibración y como nodo de control de desplazamiento, el nodo del techo más cercano al centro de masa, utilizados en el análisis *pushover* con Tremuri.

Las figuras 6.8 y 6.9 muestran, para cada dirección ortogonal de la variante básica PC, las tres curvas *pushover* obtenidas con Ruaumoko y la curva correspondiente obtenida con Tremuri. Respecto de las curvas-Ruaumoko, *PC-REST* representa al modelo de la variante básica PC con condición de borde en pilares totalmente restringido a rotación; *PC-SRE*, al modelo de la

variante PC con condición de borde en pilares semi-restringido a rotación, y *PC-CANT*, al modelo de la variante PC con condición de borde en pilares en cantiléver. Finalmente, la curva *PC-TR* corresponde a la obtenida con Tremuri.

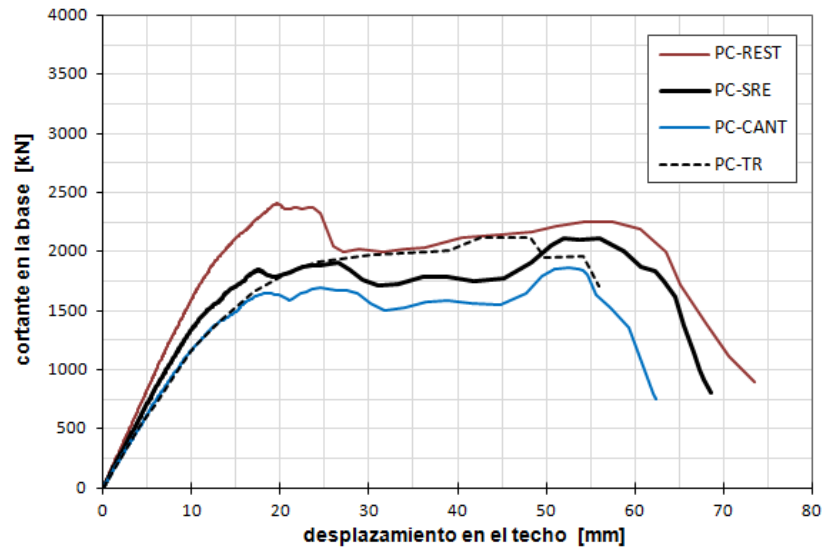


Figura 6.8 Curvas *pushover* de la variante básica PC bajo tres condiciones de borde en los pilares versus curva *pushover* obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

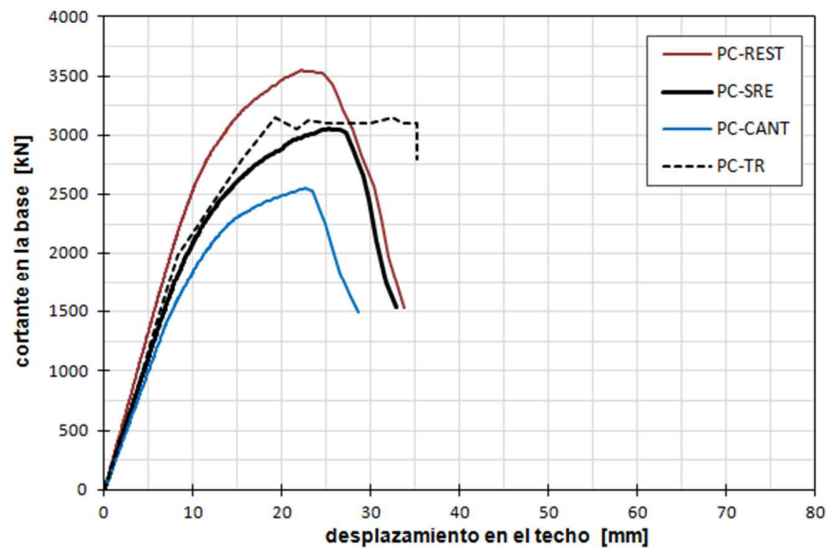


Figura 6.9 Curvas *pushover* de la variante básica PC bajo tres condiciones de borde en los pilares versus curva *pushover* obtenida con Tremuri. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

En primer término, en relación con las curvas *pushover* obtenidas con Ruaumoko (PC-CANT, PC-SRE, PC-REST), las figuras 6.8 y 6.9 muestran que a mayor grado de restricción en las condiciones de borde de los pilares corresponde mayor capacidad de cortante basal y un leve incremento en la capacidad de desplazamiento. El incremento en la capacidad de cortante basal fue del orden del 15-20% en las curvas *pushover* con la carga lateral paralela a la dirección longitudinal, mientras que en las curvas *pushover* con la carga lateral paralela a la dirección transversal resultó del orden del 10%. Luego, al comparar en las figuras 6.8 y 6.9 el *set* de tres curvas *pushover* obtenidas con Ruaumoko (PC-CANT, PC-SRE, PC-REST) con la curva de referencia, obtenida con Tremuri, PC-TR, se constató, tanto en la dirección transversal del EP (figura 6.8) como en la dirección longitudinal (figura 6.9), más claramente en este último caso, que a la curva PC-SRE le corresponde el mejor ajuste.

Así, de las tres condiciones de borde en pilares examinadas, la semi-restringida a rotación representó la mejor aproximación a las condiciones de borde en pilares (reales) de la variante básica PC. En virtud de este resultado, el estudio del efecto de la rigidización sobre la respuesta global de las variantes básicas de EP se realizará asumiendo esta condición de borde de pilares como característica del EP. En particular, las curvas *pushover* de la variante básica PC no rigidizada serán, precisamente, las curvas PC-SRE de las figuras 6.8 y 6.9.

6.2 Análisis *pushover* preliminares de sub-variantes de estudio

6.2.1 Descripción de sub-variantes rigidizadas para análisis de sensibilidad

Una de las cuestiones principales que desarrolla este trabajo es la influencia de la rigidización del sistema de piso sobre el comportamiento sísmico del edificio-prototipo (EP). Las dos variantes básicas de EP corresponden a dos sistemas de pisos típicos en el Distrito del Eixample: 1) piso de vigueta metálica y arco de rasilla, y 2) piso de envigado de madera y entablado. Ambos tipos de piso se describieron en la sección 5.2.2. Con respecto a esta segunda variante, en adelante se hará referencia a ella con el acrónimo PM (así, PC: EP con piso de vigueta metálica y arco de rasilla, y PM: EP con piso de envigado de madera y entablado). Por último, cabe recordar que en el Eixample no es lo más frecuente que esta segunda variante de EP sea integralmente de piso de madera; en el caso típico, los dos primeros pisos constituyen de vigueta metálica y arco de rasilla, con lo cual, sería más apropiado referirse a este piso como *piso mixto*.

Para examinar la influencia de la rigidización del sistema de piso, se optó por la estrategia de rigidizar las dos variantes básicas señaladas (PC y PM) empleando métodos utilizados en la práctica y estudiados en su desempeño sísmico. Habida cuenta de la cantidad de métodos, un previo análisis de sensibilidad se consideró pertinente, con miras a una posible reducción del ámbito de estudio. Así, se establecieron preliminarmente cinco sub-variantes de EP con pisos rigidizados: dos para la variante básica PC y tres para la variante básica PM. En la Tabla 6.2 se describen las características de las variantes y sub-variantes consideradas.

Tabla 6.2 Descripción de variantes de sistema de piso adoptadas

Variante	Descripción del sistema de piso
PC*	piso de vigueta metálica y arco de rasilla (VMAR) no rigidizado
PCR1	piso VMAR rigidizado con arriostramiento diagonal (mediante pletinas metálicas)
PCR2	piso VMAR rigidizado mediante remoción de capa de compresión de mortero pobre y sustitución con capa de concreto
PM*	piso de entablado simple (espesor: 3cm) y VMAR no rigidizado
PMR1	piso de entablado doble ortogonal y VMAR no rigidizado
PMR2	entablado doble ortogonal y VMAR rigidizado con arriostramiento diagonal (pletinas metálicas)
PMR3	entablado simple rigidizado con CFRP (plásticos reforzados con fibra de carbono) y VMAR rigidizado con arriostramiento diagonal

* piso no rigidizado

En relación con la variante básica PM, las variantes rigidizadas que asumen rigidización en todos los pisos (PMR2 y PMR3) consideran para los dos primeros pisos (PC) la técnica de arriostramiento diagonal. Debe señalarse que el piso de entablado doble ortogonal constituye un tipo de piso de madera existente en los edificios del Distrito del Eixample. De este modo, representa a la vez, un tipo de piso existente y un método de rigidización para los pisos de entablado simple.

Cabe recordar que en el capítulo cuatro se describieron e ilustraron los pisos originales PC y PM y el piso de entablado doble ortogonal (PMR1). En la figura 6.10 se ilustran las sub-variantes rigidizadas correspondientes a la variante básica PC: 1) rigidizada con arriostramiento diagonal, PCR1 (Fig. 6.10a), y 2) rigidizada con una capa de hormigón, PCR2 (Fig. 6.10b). Finalmente, en la figura 6.11 se ilustra el caso de piso de madera rigidizado con tiras de plástico reforzado con fibra de carbono (CFRP, por sus siglas en inglés).

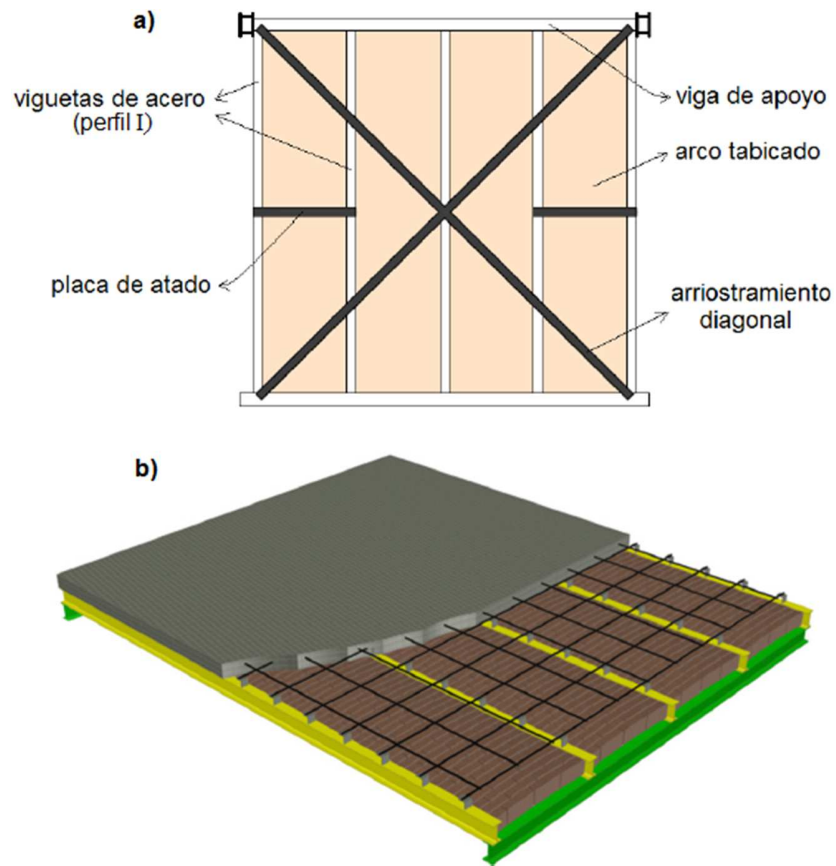


Figura 6.10 Pisos de vigueta metálica y arco de rasilla rigidizados: a) con arriostramiento diagonal; b) con sustitución de la capa de compresión original con capa de concreto

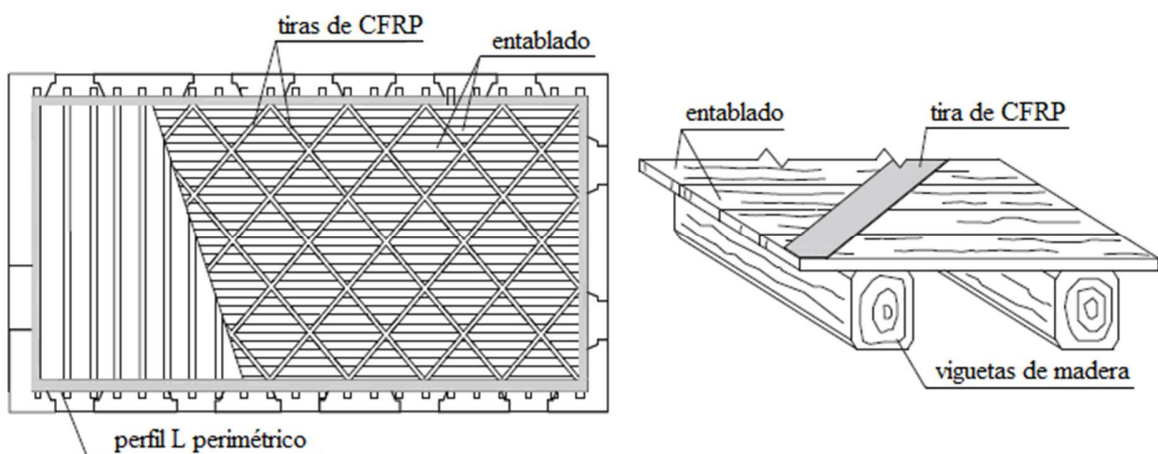


Figura 6.11 Piso de entablado rigidizado con plásticos reforzados con fibra de carbono (CFRP)

La aritmética aplicada en la determinación de las rigideces de corte para los resortes de borde de los diafragmas (sección 5.4.2) posibilita, de manera sencilla, la consideración de técnicas de rigidización. Concretamente, mediante la aplicación de un factor de rigidización (ec. 6.2) a las rigideces de las variantes no rigidizadas.

$$\text{Factor de rigidización} = \frac{\text{rigidez de corte de variante rigidizada}}{\text{rigidez de corte de variante no rigidizada}} \quad (6.2)$$

El hecho de que en los pisos unidireccionales las viguetas salvan el vano de menor dimensión facilita la asignación de rigideces de corte y la aplicación de factores de rigidización. A nivel de diafragma, los resortes de los bordes largos trabajan en función de la rigidez de corte paralela a las viguetas (i.e. con la carga lateral paralela a la dirección de las viguetas), mientras que los resortes de los bordes cortos, en función de la rigidez de corte perpendicular a las viguetas. En la figura 6.12 se muestra el esquema de resortes de borde para un piso-tipo del EP. La Tabla 6.3 presenta los factores de rigidización de las sub-variantes consideradas, que se aplican para cada diafragma (Fig. 6.12) en los resortes del borde largo (L_1) y en los resortes del borde corto (L_2).

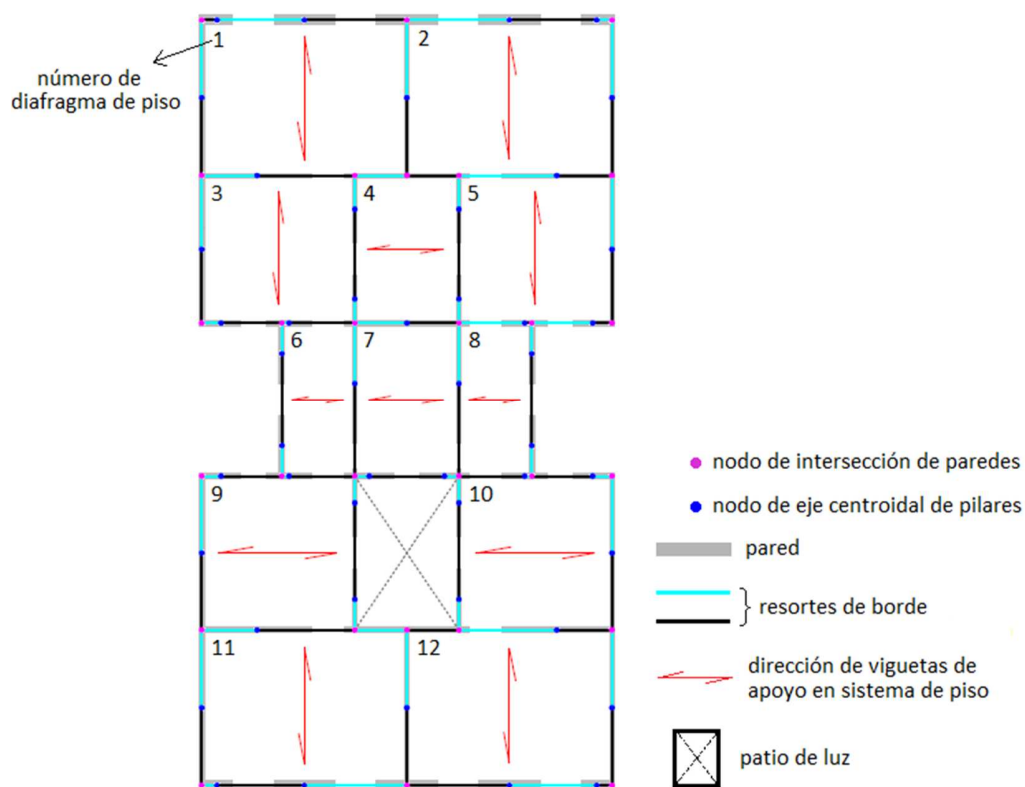


Figura 6.12 Localización de resortes de borde en los diafragmas del sistema de piso

Tabla 6.3 Factores de rigidización para las sub-variantes de piso

Tipología básica	Variante	Factor de rigidización		Referencias
		lado mayor (L_1)	lado menor (L_2)	
Vigueta metálica y arco de rasilla	PC*	1.0	1.0	Shakib y Mirjalili (2010)
	PCR1	2.1	3.7	Shakib et al. (2014)
	PCR2	2.6	4.6	Mahdizadeh et al. (2012)
Mixto: madera y VMAR	PM*	1.0	1.0	Brignola et al. (2009)
	PMR1	4.0	$(L_1/L_2)^2$	Corradi et al. (2006); Valluzzi et al. (2010); Branco et al. (2013)
	PMR2	4.0	$(L_1/L_2)^2$	
	PMR3	40.0	$(L_1/L_2)^2$	Gattesco y Macorini (2014)

* caso-base no rigidizado

Los factores de rigidización para las sub-variantes PCR1 y PCR2 (asociados a la variante básica PC) se establecieron directamente a partir de valores de rigidez de corte obtenidos experimentalmente (columna *Referencias* en Tabla 6.3). Estos trabajos se enmarcaron en una campaña experimental que arrancó con el proyecto de Shakib y Mirjalili (2010) sobre la variante no rigidizada PC, y que mantuvo para las variantes rigidizadas tanto la configuración del ensayo como el tamaño del espécimen.

En cuanto a las sub-variantes asociadas a la variante básica PM, el tratamiento fue distinto debido a dos razones: 1) sus configuraciones de ensayo estuvieron concebidas para un comportamiento predominante a flexión del espécimen, y 2) los trabajos experimentales revisados no consideraron en sus ensayos el caso de carga lateral perpendicular a las viguetas (columna *Referencias* en Tabla 6.3). Así, por un lado, los factores de rigidización se obtuvieron a partir de los módulos de corte equivalente (G_e 's) obtenidos experimentalmente para los casos rigidizados considerados (ver Tabla 6.3). Por otro lado, tanto para el caso de entablado simple como para sus variantes rigidizadas, las rigideces de corte perpendicular a las viguetas se determinaron (a falta de estudios experimentales) mediante la fórmula deducida analíticamente para pisos de entablado simple (Gattesco y Macorini 2014):

$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}} \right)^2 \quad (6.3)$$

donde, $K_{d\perp}$ es la rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga perpendicular a las viguetas; $K_{d\parallel}$ es la rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga paralela a las viguetas; L_{\parallel} es la longitud del tablero perpendicular a la carga y paralela a las viguetas; L_{\perp} es la longitud del tablero perpendicular a la carga y a las viguetas.

6.2.2 Análisis de sensibilidad y selección de sub-variantes de estudio

Debido a que el EP es débil (menor rigidez lateral) en su dirección transversal, se consideró suficiente para el análisis de sensibilidad la realización de análisis *pushover* con la carga lateral paralela a dicha dirección. Por otro lado, además de las sub-variantes rigidizadas de la Tabla 6.2, se juzgó pertinente incluir la variante de EP con piso rígido (PR) y con piso muy flexible (MF). El caso de piso rígido (PR) se obtuvo aplicando un factor de rigidización de 500 a las rigideces de corte de los resortes de borde de las variantes básicas. El caso muy flexible (MF), en cambio, multiplicando por un factor de rigidización de 0.7 a las rigideces de corte de los resortes de borde de la variante básica PC. En todos los casos analizados, como resultado de la calibración del EP, las condiciones de borde en pilares correspondieron al tipo semi-restringido a rotación.

Así, las figuras 6.13 y 6.14 muestran las curvas *pushover* de las sub-variantes rigidizadas asociadas a las variantes básicas PC y PM, respectivamente. El tramo exhibido de tales curvas corresponde al desarrollo del análisis hasta un punto con degradación de más del 50% de la capacidad máxima de cortante en la base. La carga lateral del análisis se mantuvo con su patrón proporcional al primer modo de vibración. Del mismo modo, el *desplazamiento en el techo* de las curvas *pushover* se mantuvo como el desplazamiento del nodo más cercano al centro de masa. El caso de referencia de EP con piso muy flexible (MF) se exhibe en el *set* correspondiente a las curvas PC (Fig. 6.13); las curvas de referencia correspondientes a la variante con piso rígido (PR) se incluyen en ambos sets de curvas (Figs. 6.13 y 6.14). Las curvas *pushover* de las figuras 6.13 y 6.14 se exhiben en orden creciente de rigidez de corte del sistema de piso considerado para la variante en cuestión.

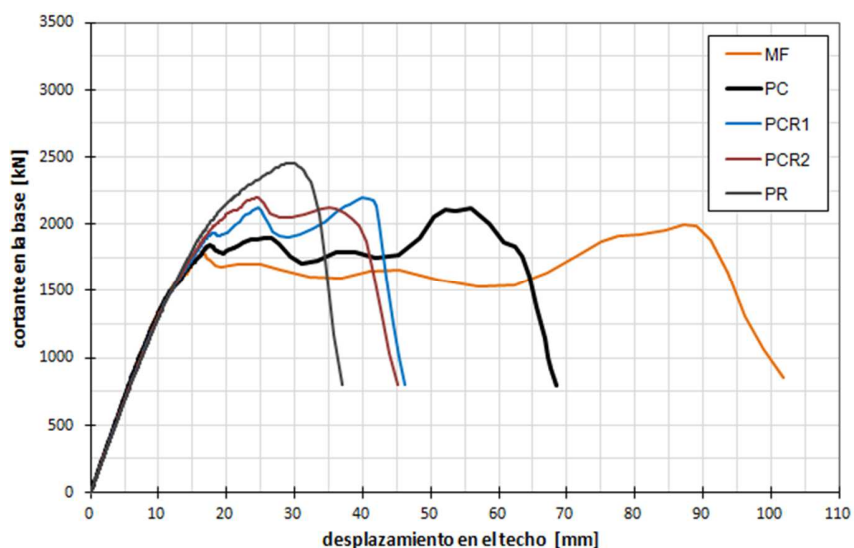


Figura 6.13 Curvas *pushover* de variante básica PC y sub-variantes rigidizadas. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP.

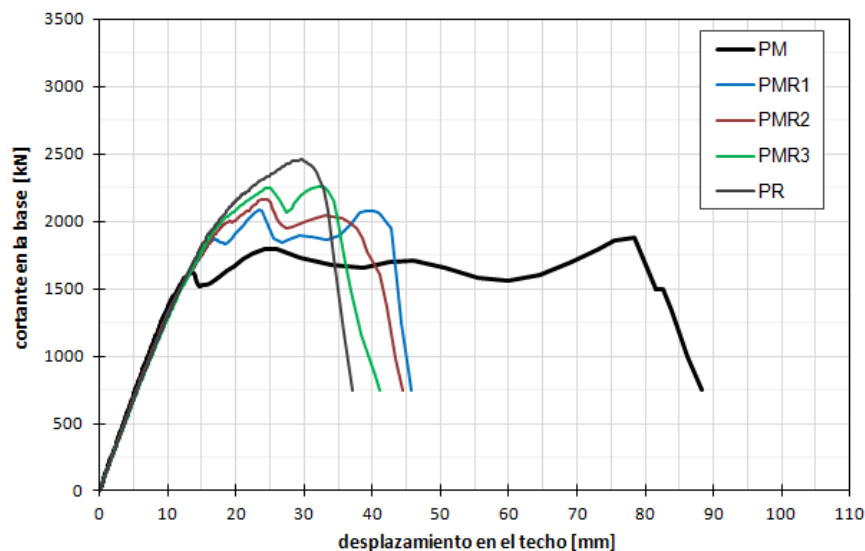


Figura 6.14 Curvas *pushover* de variante básica PM y sub-variantes rigidizadas. Carga lateral según la dirección transversal

En relación con las curvas *pushover* mostradas en las figuras 6.13 y 6.14, es destacable, en primer término, un doble efecto aparejado a la rigidización del sistema de piso: un incremento en la capacidad de cortante basal y una disminución de la capacidad de desplazamiento. El incremento de capacidad de cortante basal se explica por la mejor transferencia de corte entre paredes, producto del mejor acoplamiento entre ellas que supone la rigidización. En cuanto a la capacidad de desplazamiento del EP, debe tenerse presente que a mayor flexibilidad (o menor rigidez) del sistema de piso le corresponde una mayor independencia de comportamiento de las paredes y, por tanto, desplazamientos importantes en las paredes débiles (con menor rigidez lateral). En el caso del EP, el efecto de piso flexible es particularmente pronunciado cuando la carga lateral actúa según su dirección transversal, a causa de la debilidad de las paredes interiores frente a las de fachada frontal y posterior. Esto se evidencia aún más al observar la evolución de configuración deformada de los pisos durante el análisis *pushover* (sección 6.3.2).

Por otra parte, un examen más detenido de las curvas mostradas en las figuras 6.13 y 6.14 revela la mayor sensibilidad ante la rigidización, sobre todo en términos de capacidad de desplazamiento, que presentan las variantes de EP en el rango inferior de rigideces, esto es, de pisos muy flexibles a flexibles. En este sentido, puede constatar en la figura 6.13 las apreciables diferencias entre las curvas MF y PC y entre PC y PCR1; y en la figura 6.14, la que hay entre PM y PMR1. En el rango de las sub-variantes rigidizadas con factores de rigidización de 2 a 5, las diferencias tanto en capacidad de cortante basal como de desplazamiento son notablemente más discretas. Esto se puede constatar comparando las curvas PCR1 y PCR2 (Fig. 6.13) y las curvas PMR1 y PMR2 (Fig. 6.14).

Además, es digno de notar, en relación con el *set* de curvas asociadas a la variante PM, que la diferencia entre las curvas PMR1 y PMR3 (piso de madera rigidizado con tiras de plástico reforzado con fibra de carbono) es significativa. De hecho, en términos de cortante basal, la curva PMR3 representa un caso intermedio entre las curvas PMR1 y PR. En este caso, el factor de rigidización fue de 40, notablemente superior a los de las sub-variantes PMR1 y PMR2 (entre 2 y 5).

Para lo sucesivo, se redujo el ámbito de análisis, seleccionando para cada variante básica PC y PM sólo una de sus sub-variantes rigidizadas, concretamente, las sub-variantes PCR2 y PMR2 (Tabla 6.2). A estas sub-variantes seleccionadas se les designará con los acrónimos PCR (Piso Compuesto de vigueta metálica y arco de rasilla Rigidizado) y PMR (Piso Mixto de entablado y vigueta metálica y arco de rasilla Rigidizado).

6.3 Influencia de la rigidización del sistema de piso en la respuesta global del edificio-prototipo

La influencia de la rigidización del sistema de piso en el comportamiento sísmico global del EP se estudió a partir de las propiedades modales y de las curvas *pushover* de las variantes básicas PC y PM. En las secciones que siguen se mostrarán y discutirán los efectos producidos por las dos técnicas de rigidización seleccionadas, considerando, además, el caso de piso rígido.

6.3.1 Efectos sobre las propiedades modales

Las propiedades modales se obtuvieron ejecutando el análisis modal de Ruaumoko, bajo la opción de análisis previo al análisis *pushover* (Carr 2007a). Conviene recordar que el modelo de masas adoptado aquí concentró las masas en los nodos de intersección de ejes de pilares con los planos correspondientes de los pisos en cada planta del edificio (véase sección 5.4.3). Estas masas nodales se ingresaron en el bloque informativo WEIGHTS, en términos de pesos según las dos direcciones ortogonales (Anexo 3). Bajo estas condiciones, el análisis modal se llevó a cabo sobre las variantes básicas (PC y PM), las sub-variantes rigidizadas (PCR y PMR) y la variante con piso rígido (PR).

A efectos de comparación y discusión, se han agrupado las propiedades modales resultantes en las Tablas 6.4, 6.5 y 6.6. La Tabla 6.4 corresponde a la variante con piso rígido. Las Tablas 6.5 y 6.6 corresponden a las variantes básicas PC y PM con sus respectivas sub-variantes rigidizadas. Las direcciones globales X y Z referidas en dichas tablas corresponden, respectivamente, a las direcciones transversal y longitudinal del EP (adopción por defecto de Ruaumoko). En dichas tablas, además de los períodos, en segundos, se presentan las masas efectivas correspondientes a los modos de vibración, en toneladas (t). M_{eX} y M_{eZ} representan las masas efectivas en las direcciones transversal y longitudinal del EP, respectivamente; $M_{eX(ac.)}$ y $M_{eZ(ac.)}$, las masas efectivas acumuladas; $\%M_X$ y $\%M_Z$, los porcentajes de masa efectiva acumulada.

Tabla 6.4 Parámetros modales de la variante con piso rígido PR

Modo	Descripción	Período [s]	M _{eX} [t]	M _{eX} (ac.) [t]	%M _X	M _{eZ} [t]	M _{eZ} (ac.) [t]	%M _Z
1	1er modo trasl.-X	0.523	1320.20	1320.20	84	—	—	—
2	1er modo trasl.-Z	0.424	—	—	84	1273.20	1273.20	82
3	2do modo trasl.-X	0.178	191.12	1511.32	95	—	1273.20	82
4	2do modo trasl.-Z	0.142	—	1511.32	95	180.30	1453.50	93

* masa total: 1569.8t

Tabla 6.5 Parámetros modales de la variante básica PC y la sub-variante rigidizada PCR

Variante	Modo	Período [s]	M _{eX} [t]	M _{eX} (ac.) [t]	%M _X	M _{eZ} [t]	M _{eZ} (ac.) [t]	%M _Z
PC	1	0.560	1234.30	1234.30	79	—	—	—
	2*	0.490	51.47	1285.77	82	—	—	—
	3	0.470	—	1285.77	82	1116.00	1116.00	72
PCR	1	0.540	1308.00	1308.00	83	—	—	—
	2	0.425	11.05	1319.05	84	1275.04	1275.04	81
	3*	0.415	—	1319.05	84	—	1275.04	81

* modo torsional

Tabla 6.6 Parámetros modales de la variante básica PM y la sub-variante rigidizada PMR

Variante	Modo	Período [s]	M _{eX} [t]	M _{eX} (ac.) [t]	%M _X	M _{eZ} [t]	M _{eZ} (ac.) [t]	%M _Z
PM	1	0.566	1246.20	1246.20	80	—	—	—
	2*	0.510	34.61	1280.81	82	—	—	—
	3	0.476	0.00	1280.81	82	1088.00	1088.00	69
PMR	1	0.543	1310.10	1310.10	84	—	—	—
	2*	0.440	10.14	1320.24	85	—	—	—
	3	0.427	0.00	1320.24	85	1300.10	1300.10	83

* modo torsional

En relación con las Tablas presentadas, en primer lugar, la Tabla 6.4 presenta una descripción de las cuatro primeras formas modales que se verificaron en el caso de la variante con piso rígido PR. Teniendo en cuenta que la masa total del edificio se evaluó en 1569.8t, los cuatro primeros modos indicados movilizaron casi toda la masa del edificio en las dos direcciones ortogonales (%M_X=95%; %M_Z=93%). Por otro lado, se destaca el hecho de que los cuatro primeros modos resultaron traslacionales, que da cuenta del buen grado de distribución simétrica de paredes del EP.

Para los casos de las variantes básicas con pisos flexibles PC y PM (Tablas 6.5 y 6.6), se consideraron los tres primeros modos. A partir del cuarto modo, el incremento de participación de masa efectiva es lento. Con todo, el porcentaje de masa efectiva acumulada hasta el tercer modo es importante (del 82% al 85%). El modo indicado con asterisco corresponde al primer modo torsional.

En relación con la variante básica PC, utilizada en la calibración del modelo del EP, debe señalarse que se alcanzó un muy buen acuerdo entre los valores de las propiedades modales (períodos, porcentajes de participación de masa modal) de los primeros modos de vibración traslacionales obtenidos con los programas Ruaumoko y Tremuri. Así, la Tabla 6.7 presenta la comparación de los resultados de análisis modal sobre el modelo de la variante básica PC utilizando Ruaumoko (con modelo propuesto; columna *Mod. Prop.* en Tabla 6.7) y los de análisis modal obtenidos sobre el modelo de elementos tipo viga de Tremuri (columna *Tremuri*).

Tabla 6.7 Propiedades modales de primeros modos de vibración traslacionales de la variante básica PC obtenidos usando el análisis modal de Ruaumoko y Tremuri

Dirección	Período [s]		%M	
	Mod. Prop.	Tremuri	Mod. Prop.	Tremuri
Transversal (X)	0.560	0.564	79	78.4
Longitudinal (Z)	0.470	0.430	82	79.2

Del análisis de las Tablas 6.4, 6.5 y 6.6 cabe destacar que el primer modo de vibración para todas las variantes constituyó el primer modo de vibración traslacional según la dirección transversal. La participación de los primeros modos de vibración traslacionales (según las dos direcciones ortogonales), para todas las variantes consideradas, fue claramente predominante. La participación del primer modo torsional resultó muy pequeña. De hecho, se obvió en las tablas indicadas la consignación de las masas efectivas rotacionales (%M_Y), prácticamente nulas bajo los modos considerados.

En lo que concierne a la influencia de la rigidización del sistema de piso, ésta claramente conlleva una rigidización global, aunque no dramática, del EP. El período de vibración del primer modo varía de $T_1 = 0.566s$, la variante más flexible, PM, a $T_1 = 0.523s$, la variante con piso rígido, PR. Al estrechar el ámbito de comparación a las variantes básicas y sus subvariantes rigidizadas, esta tendencia se mantiene, pero de manera menos acusada. Así, entre PC y PCR, los períodos de vibración del primer modo varían de $T_1 = 0.56s$ a $T_1 = 0.54s$. En cuanto a los porcentajes de participación de masa efectiva, la mayor rigidez del sistema de piso supone mayores porcentajes de participación. Esta situación es particularmente evidente en el caso del piso rígido, en donde la participación de los tres primeros modos acumula el 95% de la masa total (ver Tabla 6.4).

Por último, como parte del análisis modal, a partir de la configuración del primer modo de vibración y los pesos asignados a los diferentes niveles del modelo de EP, w_i , se calcularon el factor de participación modal del primer modo (PF_1) y el coeficiente de masa modal para el primer modo (α_1) mediante las fórmulas 6.4.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} ; \quad \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (6.4)$$

donde, w_i es el peso del nivel i ; ϕ_{i1} es la amplitud del modo 1 en el nivel i ; N es el número de niveles; g es la aceleración de la gravedad.

Con miras a la evaluación del desempeño sísmico mediante el Método del Espectro de Capacidad, los parámetros PF_1 y α_1 permitirán la conversión de las curvas de capacidad a espectros S_a - S_d . En la Tabla 6.8 se muestran los parámetros PF_1 y α_1 correspondientes a la variante básica PC, su sub-variante rigidizada PCR y la variante con piso rígido, PR.

Tabla 6.8 Factores de participación modal y coeficientes de masa modal relativos al primer modo de las variantes consideradas de EP con piso de viga metálica y arco de rasilla

dirección transversal del EP			dirección longitudinal del EP		
variante	PF_1	α_1	variante	PF_1	α_1
PC	1.316	0.779	PC	1.286	0.771
PCR	1.311	0.776	PCR	1.287	0.760
PR	1.317	0.777	PR	1.296	0.750

6.3.2 Efectos sobre la curva *pushover* y la configuración deformada de los pisos

Efectos sobre las curvas pushover

En primera instancia, se compararon las curvas *pushover* de las dos variantes básicas PC y PM (Figs. 6.15 y 6.16) y de sus sub-variantes rigidizadas PCR y PMR (Figs. 6.17 y 6.18). Tales curvas se obtuvieron con un patrón de carga lateral paralelo al primer modo de vibración en la dirección considerada.

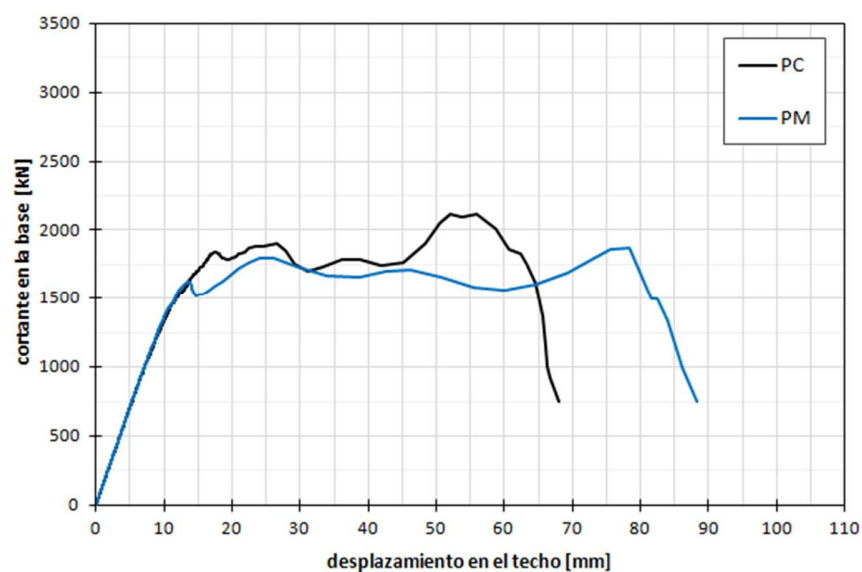


Figura 6.15 Curvas *pushover* de las variantes básicas PC y PM. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

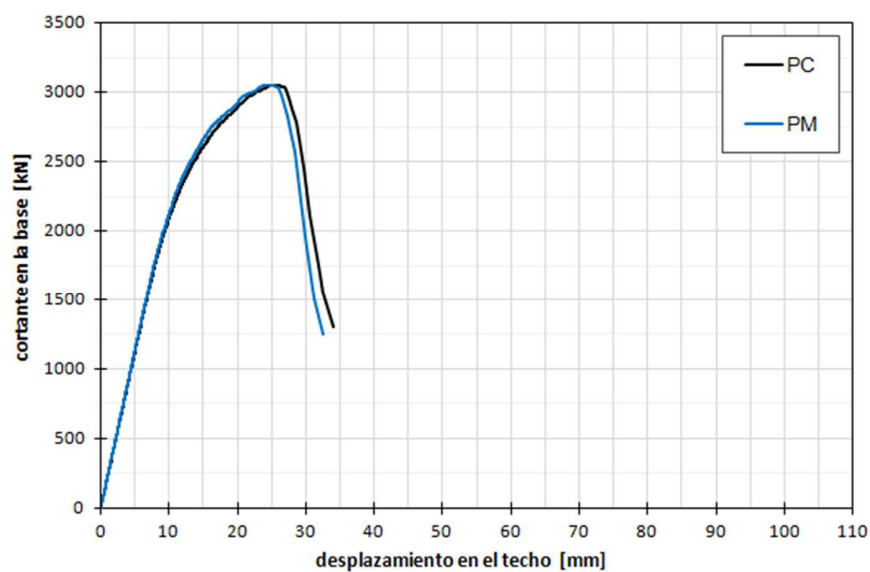


Figura 6.16 Curvas *pushover* de las variantes básicas PC y PM. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

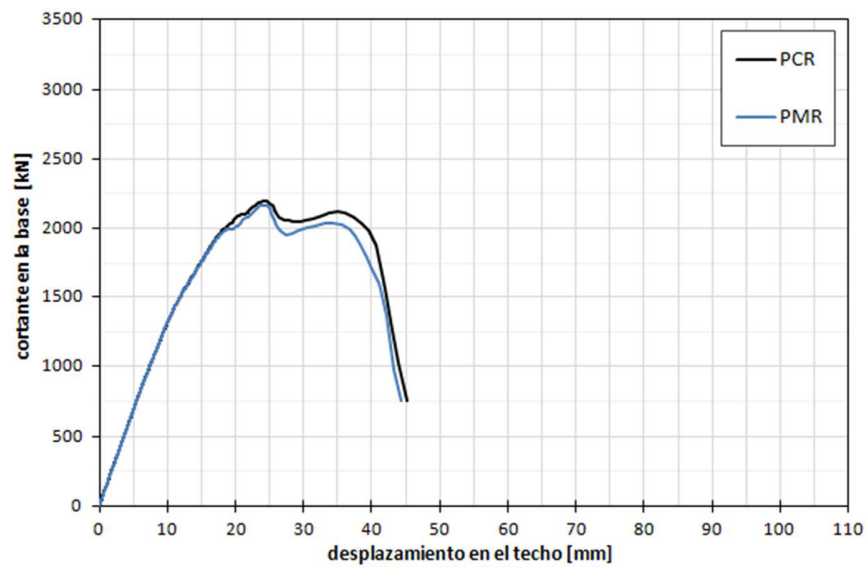


Figura 6.17 Curvas *pushover* de las sub-variantes rigidizadas PCR y PMR. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

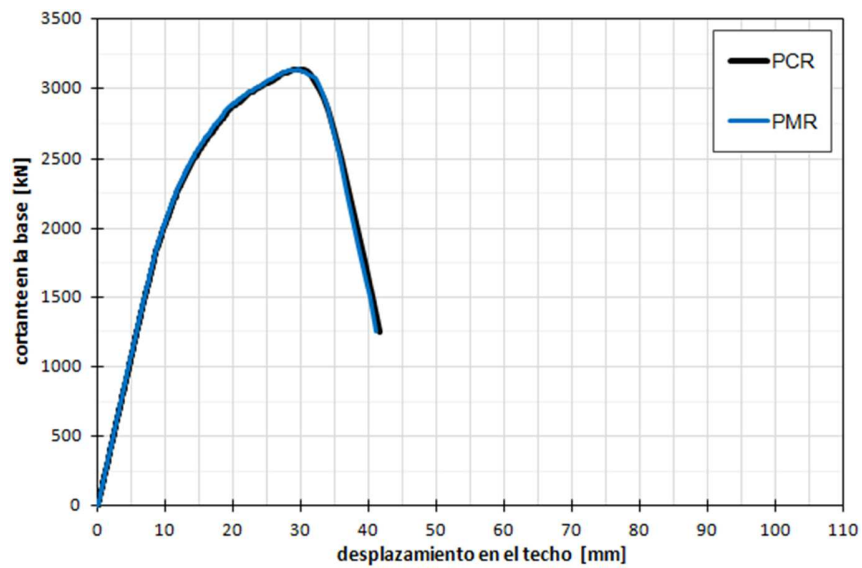


Figura 6.18 Curvas *pushover* de las sub-variantes rigidizadas PCR y PMR. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

Ante todo, las figuras 6.15, 6.16, 6.17 y 6.18 dan cuenta de una importante similitud entre las curvas *pushover* de las variantes básicas PC y PM y entre las de sus sub-variantes rigidizadas. Esto se debe a dos razones. La primera y más relevante: que los dos sistemas de piso, tanto en sus variantes básicas como en sus sub-variantes rigidizadas, coinciden en peso (350kg/m^2 ; véase desgloses en secciones 5.2.2.1 y 5.2.2.2), lo cual implica que a los pilares se transfiere idéntica carga vertical y, por tanto, que sus capacidades a corte y a flexión son las mismas. Y la segunda: la pequeña diferencia de rigideces de corte existente entre los dos sistemas de piso PC y PM y entre sus sub-variantes rigidizadas. De la comparación de los pares de curvas *pushover*, el caso que exhibe menor acuerdo es el correspondiente al de las variantes básicas con carga lateral paralela a la dirección transversal. En dicha dirección, el piso es más sensible a la variación de la rigidez del sistema de piso. La diferencia que exhiben dichas curvas (figura 6.15), se debe a la menor rigidez de corte de los diafragmas de piso de envigado de madera y entablado simple frente a los diafragmas de vigueta metálica y arco de rasilla.

Por otra parte, para mostrar el efecto de la rigidización sobre las variantes básicas PC y PM, se agruparon las curvas *pushover* bajo una misma figura, ordenadas de menor a mayor rigidez del sistema de piso. Así, cada figura contiene tres curvas, correspondientes a 1) la variante básica, 2) la sub-variante rigidizada y 3) la variante con piso rígido, obtenidas utilizando una carga lateral paralela al primer modo de vibración en la dirección considerada. En primer término, se presentan las curvas correspondientes a la variante básica PC (Figs. 6.19 y 6.20), y a continuación, las correspondientes a la variante básica PM (Figs. 6.21 y 6.22). Con respecto al eje de ordenadas, correspondiente a desplazamiento en el techo, cabe recordar que el nodo más cercano al centro de masa (a nivel de techo) constituyó el nodo de control de desplazamiento.

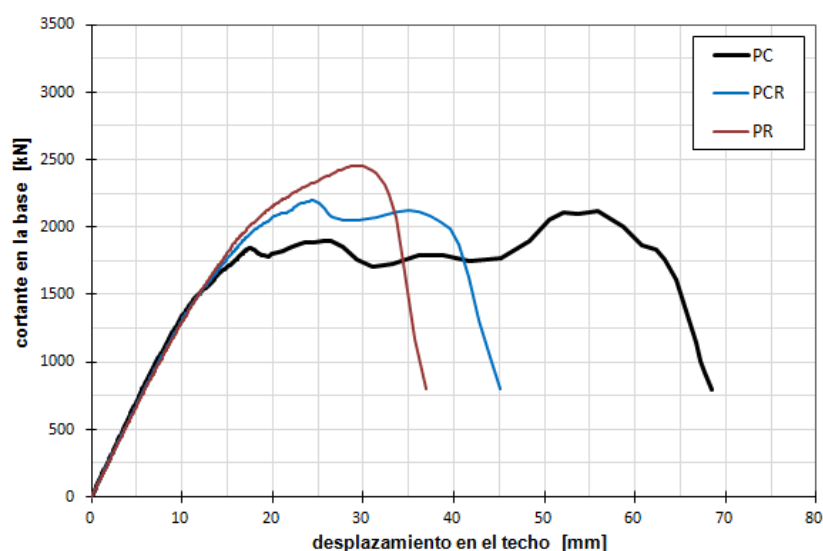


Figura 6.19 Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva *pushover* de la variante básica PC. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

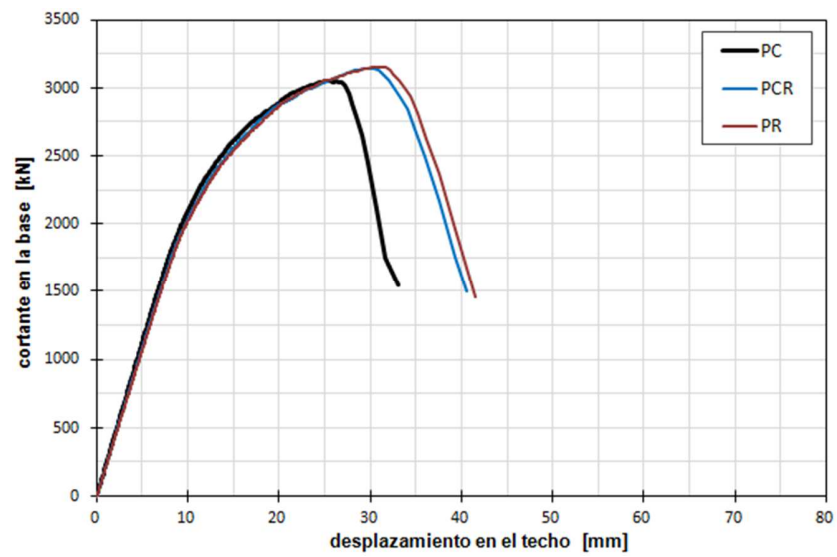


Figura 6.20 Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre curva la *pushover* de la variante básica PC. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

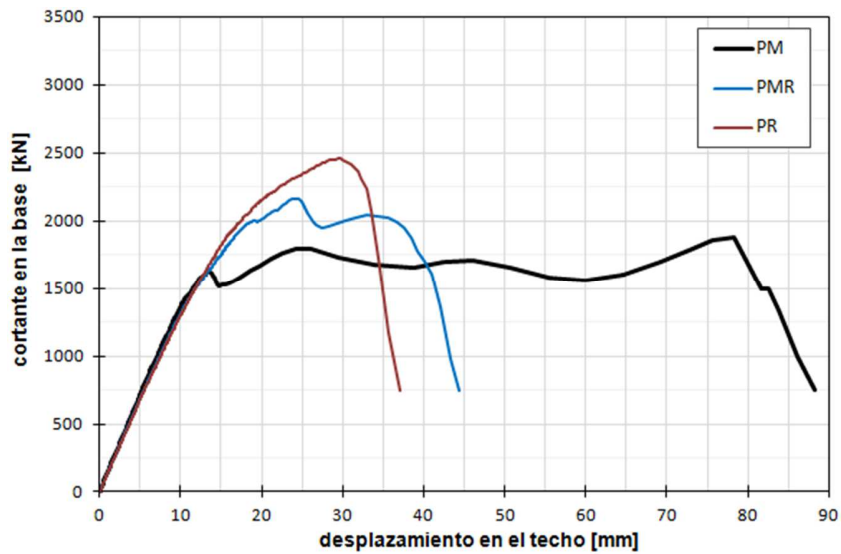


Figura 6.21 Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva *pushover* de la variante básica PM. Carga lateral paralela a la dirección transversal del EP

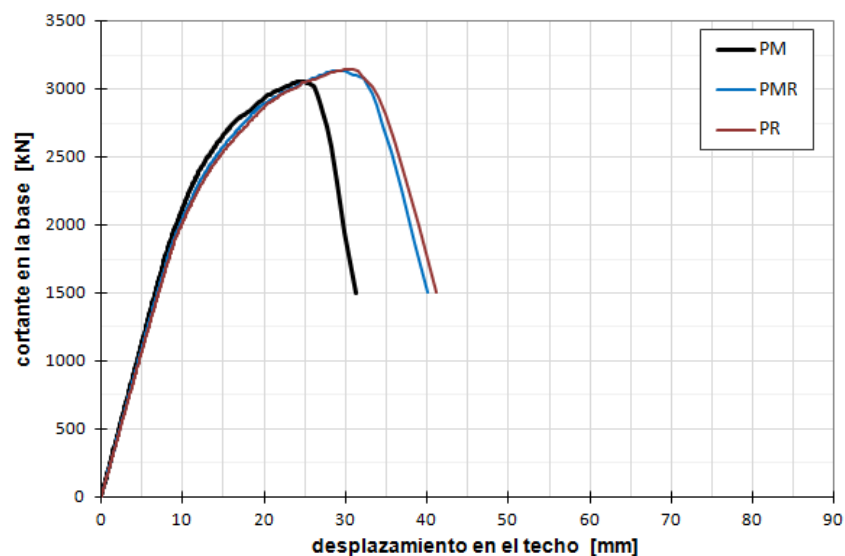


Figura 6.22 Efecto de la rigidización del sistema de piso sobre la curva *pushover* de la variante básica PM. Carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP

Una primera observación respecto de las curvas *pushover* de las figuras 6.19, 6.20, 6.21 y 6.22 es la mayor sensibilidad a la variación de la rigidez del sistema de piso que muestra el EP en su dirección transversal. En tal sentido, dos efectos de la rigidización del sistema de piso en la curva *pushover* son destacables: 1) un aumento de la capacidad máxima de cortante basal del 12% - 15% y 2) una disminución de la capacidad de desplazamiento global asociado al inicio de la degradación en alrededor del 50% (sobre curvas *pushover*). Estos dos efectos se presentan tanto en la curva de la variante PC (Fig. 6.19) como en la de la variante PM (Fig. 6.21). El incremento en la capacidad de cortante en la base se debe a una mejor transferencia de corte entre paredes en los pisos rigidizados. La importante capacidad de desplazamiento de las variantes básicas en la dirección transversal obedece a la independencia de comportamiento de las paredes transversales y la debilidad (menor rigidez lateral) de las paredes interiores centrales. A medida que el sistema de piso se rigidiza, el grado de acoplamiento entre paredes se incrementa: el comportamiento de las paredes transversales se vuelve más conjunto y los desplazamientos laterales más uniformes.

Por otra parte, al observar el comportamiento del EP según su dirección longitudinal (Figs. 6.20 y 6.22), a diferencia de lo constatado con el EP en su dirección transversal, con la rigidización del sistema de piso se incrementaron las capacidades de desplazamiento global. Ello se debe a que, al no existir en dicha dirección un efecto marcado de piso flexible y al ser la respuesta de las paredes longitudinales más conjunta (equiparable al de tres paredes igualmente fuertes), el desplazamiento lateral estuvo más relacionado con la capacidad de desplazamiento de los pilares.

Efectos sobre la configuración deformada de los pisos del EP

Como se ha señalado, el efecto de la rigidización del sistema de piso es claramente más considerable cuando la carga lateral es paralela a la dirección transversal del EP (Figs. 6.19, 6.20, 6.21 y 6.22). Para visualizar mejor este efecto se presentan configuraciones deformadas de los pisos de las variantes y sub-variantes asociadas al EP con Piso Compuesto (PC) en diferentes puntos de control sobre las correspondientes curvas *pushover*. Estas configuraciones deformadas de cada piso se establecieron uniendo con segmentos las posiciones desplazadas de los nodos de intersección de los extremos de las paredes transversales con los planos de pisos (Fig. 6.24).

Así, la figura 6.23 muestra los puntos de control considerados sobre las curvas *pushover* de las variantes PC (incluyendo la variante PR) con carga lateral paralela a la dirección transversal del EP. La figura 6.24 presenta las configuraciones deformadas de los pisos del EP asociados a dichos puntos. Tanto en esta figura como en la figura 6.25b, la línea designada con “GL” representa la configuración del piso a nivel del terreno (o la configuración no deformada del sistema de piso); las líneas designadas con “1st”, “2nd”, “3rd”, etc., representan las configuraciones deformadas de los pisos primero, segundo, tercero, etc.

Por otra parte, debido a la importante similitud de las curvas *pushover* de las variantes PC con carga lateral paralela a la dirección longitudinal del EP (Fig. 6.20), se presenta únicamente el caso correspondiente a la variante básica (no rigidizada) PC. La figura 6.25a muestra el punto de control sobre la curva *pushover*, asociado a la capacidad máxima de cortante basal, y la figura 6.25b, la correspondiente configuración deformada de los pisos.

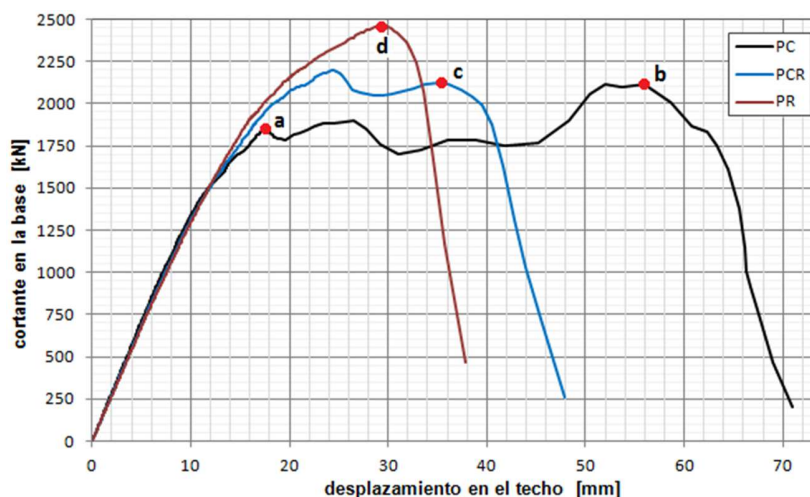


Figura 6.23 Localización de puntos de control de configuración deformada global en curvas *pushover* según la dirección transversal de EP: variante básica PC, variante rigidizada PCR y variante con piso rígido PR

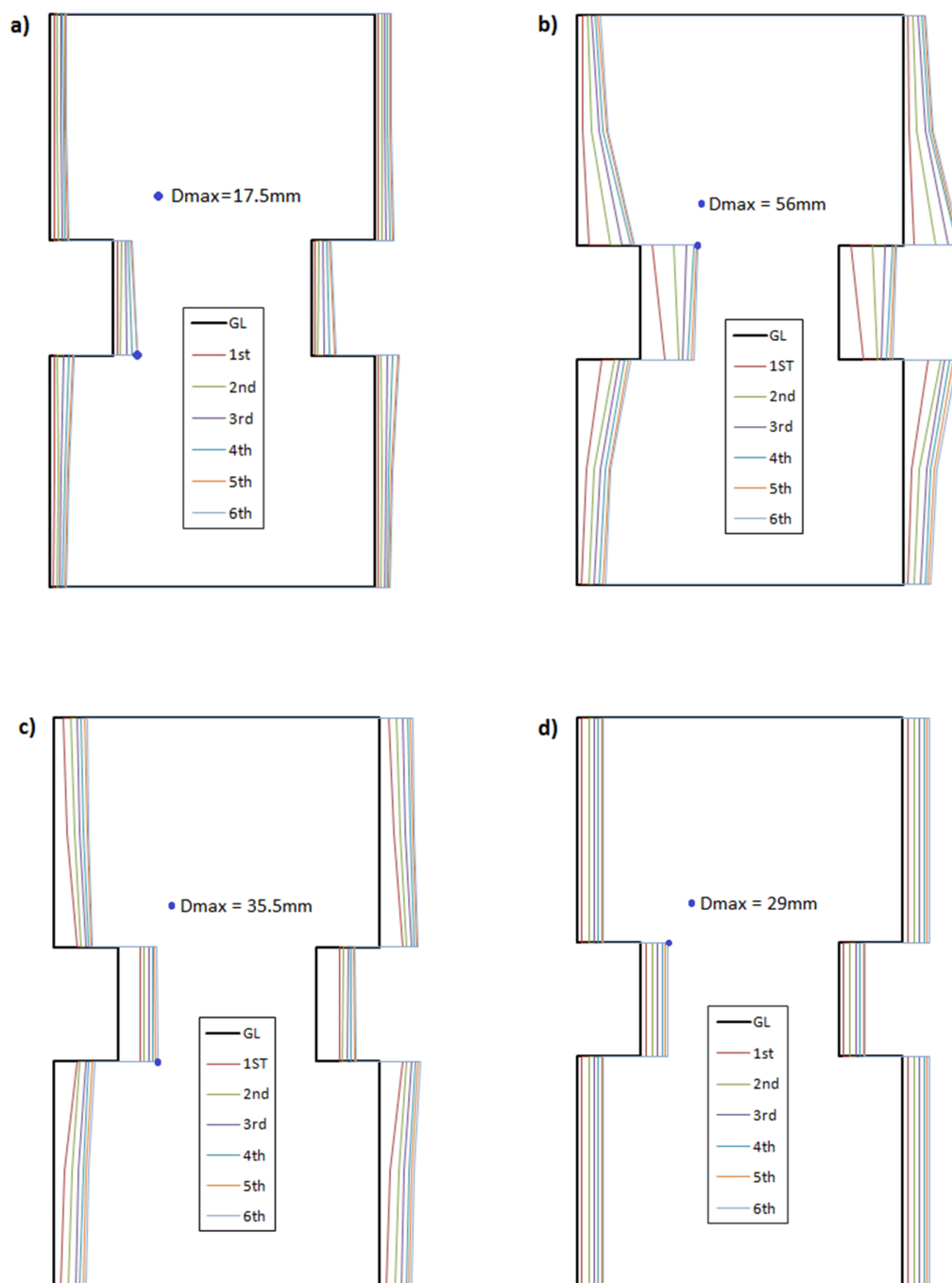


Figura 6.24 Configuraciones deformadas en la dirección paralela a la transversal del EP: a) variante PC-punto a; b) variante PC-punto b; c) variante PCR-punto c; d) variante PR-punto d

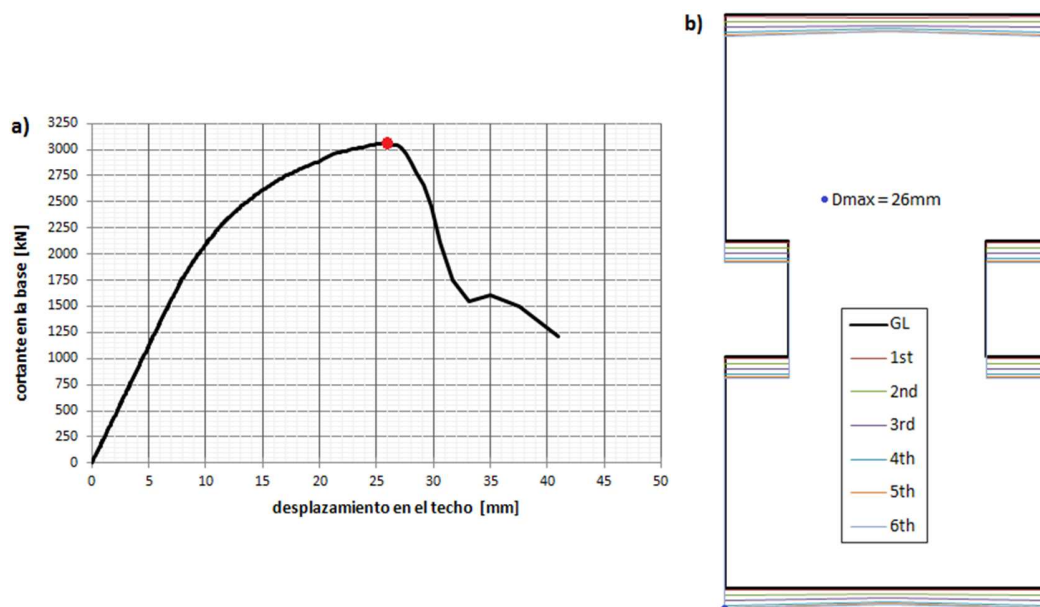


Figura 6.25 a) Punto de control de configuración deformada del EP-variante básica PC, en la dirección longitudinal; b) Configuración deformada global del EP-variante básica PC, en la dirección longitudinal

Cabe indicar que las configuraciones deformadas de los pisos presentadas en las figuras 6.24 y 6.25 se exageraron a efectos comparativos (usando un factor de amplificación común). Así pues, al comparar las figuras 6.24 y 6.25, el efecto de piso flexible se hace patente con mayores desplazamientos en la dirección transversal del EP. En contraste, cuando la carga lateral actúa paralela a la dirección longitudinal del EP (Fig. 6.25b), dado el menor número de vanos participantes como diafragmas (dos) y el efecto rigidizador del núcleo central, los desplazamientos laterales en tal dirección fueron menores y claramente más uniformes.

Finalmente, es relevante advertir, en el caso de carga lateral paralela a la dirección transversal del EP, la reducción y uniformización de desplazamientos como efecto de la rigidización de la variante básica PC (Figs. 6.24b, 6.24c y 6.24d). Las deformaciones por corte de los diafragmas de piso, que originan los mayores desplazamientos en el vano de piso central, se moderan significativamente con la rigidización (Figs. 6.24b y 6.24c) hasta hacerse prácticamente nulas con la variante de piso rígido, PR (Fig. 6.24d).

A efecto de una mayor coherencia expositiva, se ha preferido incluir en el Anexo 4 curvas *pushover* que muestran los efectos globales de la aplicación de diferentes patrones de distribución de carga lateral y de la consideración de dos modos de falla por corte en pilares (excluyendo el modo de falla mixto de corte con deslizamiento). En el siguiente capítulo, a partir de las curvas *pushover* obtenidas para las variantes consideradas del EP (las básicas: PC y PM; las rigidizadas: PCR y PMR; la de piso rígido PR) se procederá a la evaluación de sus

respectivos desempeños sísmicos. Estos resultados de desempeño se obtuvieron aplicando el Método del Espectro de Capacidad, centrado en la respuesta global de las variantes de EP (concretamente, las demandas máximas de desplazamiento).

6.3.3 Comparación con trabajos recientes sobre edificios de MNR del Distrito del Eixample

Desde el punto de vista tipológico, el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) categoriza al EP como M33H, esto es, edificio alto de MNR. Esta clasificación no considera aspectos como la rigidez del sistema de piso, la continuidad del esquema resistente en altura o las condiciones de borde de los pilares. Los trabajos recientes enfocados en la evaluación de desempeño sísmico de edificios de MNR en el Distrito del Eixample, Barcelona se enfocan en edificios cuyas paredes descargan en un sistema aporticado de acero, a nivel de planta baja o, incluso, a nivel de las dos primeras plantas (Bonnet 2003; Moreno 2006; Avila et al. 2012; González-Drigo et al. 2015). A diferencia de dichos trabajos, en éste la continuidad vertical de las paredes es una característica estructural del EP (Fig. 6.26). La eventual sustitución de paredes por columnas en los edificios de MNR del Eixample tuvo como objetivo liberar espacio a nivel de planta baja (o incluso de las dos primeras plantas) para usos comerciales (Paricio 2008). Esto supone, además de una reducción del peso total del edificio, cambios en las resistencias de los miembros del sub-esquema resistente a cargas laterales de la primera planta (o las dos primeras plantas). Por otra parte, el apoyo del pilar sobre el sistema de cimentación da lugar a una conexión cuasi-articulada (Bonnet 2003), que modificaría el patrón de deformada lateral global (Fig. 6.26a).

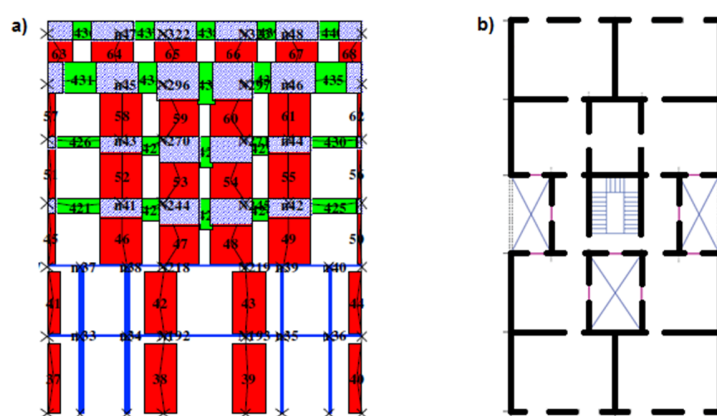


Figura 6.26 a) Modelo de pórtico equivalente (Tremuri) de pared interior de edificio estudiado en Bonnet (2003); b) Esquema de distribución de paredes en planta baja del edificio-prototipo

El corpus de estudio de los trabajos de Bonnet (2003), Moreno (2006), Pujades et al. (2012), Avila et al. (2012), y Gonzalez-Drigo et al. (2015) contemplaron edificios de MNR de 5 a 7 pisos. Además de la continuidad vertical de las paredes en el caso del EP, las características singulares de los edificios dificultan una comparación de desempeño sísmico. Con todo, privilegiando la configuración en planta, sobre la base de plantas de dimensiones muy parecidas (longitud de la dirección transversal entre 12.5m y 13m) y relaciones de aspecto cercanas a dos, en la figura 6.27 se muestran las curvas *pushover* obtenidas en este trabajo para la variante básica PC, de 6 pisos, utilizando Ruaumoko y Tremuri (Jiménez (Ruaumoko), Jiménez (Tremuri)) y las obtenidas para edificios de 7 pisos en Moreno (2006) y Avila et al. (2012).

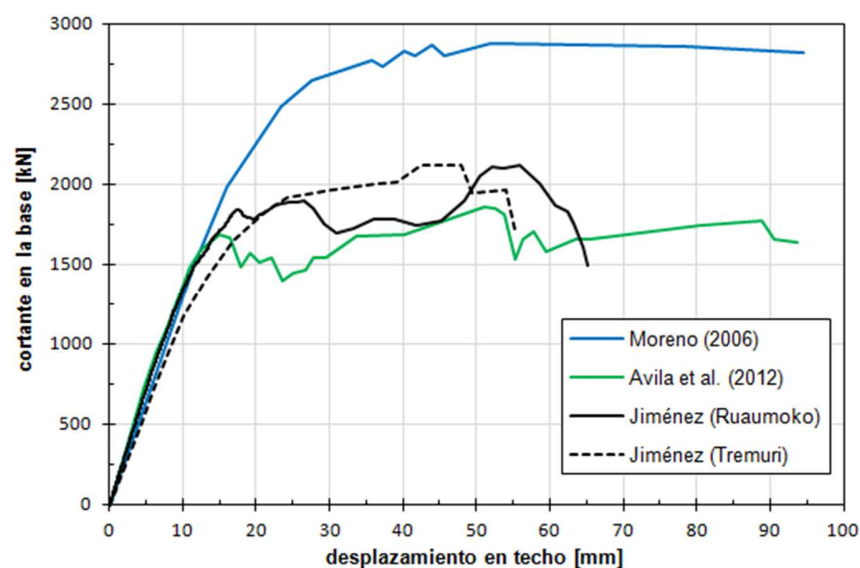


Figura 6.27 Comparación de las curvas *pushover* obtenidas en estudios recientes (carga lateral paralela a la dirección transversal de los edificios)

De las curvas *pushover* mostradas en la figura 6.27, es digno de resaltar la gran proximidad de las rigideces elásticas en todas las curvas y de la capacidad de desplazamiento en las curvas obtenidas en Moreno (2006) y Avila et al. (2012). En relación con la curvas *pushover* de la variante básica PC obtenidas en este trabajo, era esperable con el aumento de un piso, y bajo una distribución de paredes similar, el aumento de capacidad de cortante basal y de capacidad de desplazamiento. Esto se constata al comparar las curvas-Jiménez con la obtenida por Moreno (2006); pero no al hacerlo con la curva obtenida por Avila et al. (2012). En este último caso, el edificio estudiado, de un período constructivo posterior al del inicio del Eixample (1860 – 1880), contiene en su distribución de paredes según la dirección transversal varias de 5cm de espesor. Dichas paredes cumplen un rol exclusivamente arquitectónico. Por último, la mayor capacidad de desplazamiento exhibida en los edificios considerados en Moreno (2006) y Avila

et al. (2012) se debería al piso adicional y en alguna medida a la presencia de un sistema aporticado de acero en planta baja que rompe la continuidad vertical de las paredes superiores.

En relación con los períodos de los primeros modos de vibración traslacionales, Bonnet (2003) y Moreno (2006) obtuvieron para la dirección transversal valores de $T_x = 0.85 - 0.87s$, significativamente mayores a los obtenidos en Pujades et al. (2012), González-Drigo et al. (2015) y en este trabajo ($T_x = 0.55 - 0.56s$), debido seguramente a la presencia de una crujía central de gran longitud. Por otra parte, en cuanto a la dirección longitudinal, se obtuvieron con los programas Ruaumoko y Tremuri valores de período para el EP de 0.43s y 0.47s, respectivamente. Este valor en el entorno de 0.45s, es ligeramente menor a los períodos obtenidos en los trabajos considerados (Bonnet 2003; Moreno 2006; Pujades et al. 2012; Avila et al. 2012; Gonzalez-Drigo et al. 2015), que abarcan un rango de 0.50s a 0.55s

En los trabajos de Bonnet (2003), Moreno (2006) y Avila et al. (2012), la participación de la masa asociada al primer modo según la dirección transversal se situó en un rango entre 85–90%, mientras que la correspondiente al primer modo según la dirección longitudinal se situó en un rango entre 75–80% (diferencias entre las dos direcciones ortogonales del 7-12%). En cambio, los resultados del análisis modal sobre el EP, tanto con Ruaumoko como con Tremuri, mostraron mayor homogeneidad en la participación de la masa correspondiente al primer modo, de alrededor del 80%.

6.4 Resumen y discusión

En este capítulo, a partir del modelo-base de edificio-prototipo propuesto e implementado en Ruaumoko (capítulo 4), se plantearon dos objetivos: 1) calibrar el modelo, y 2) estudiar la influencia de la rigidización del sistema de piso en la respuesta global del edificio-prototipo. En cuanto a la calibración del modelo-base, se consideró importante despejar la incertidumbre en relación con las condiciones de borde de los pilares. Así, con base en los trabajos de Petry y Beyer (2013) y Lagomarsino y Cattari (2015), se seleccionaron tres condiciones de borde de prueba: en cantiléver, totalmente restringido a rotación y semi-restringido a rotación. La condición de borde de los pilares incide tanto en las rigideces laterales como en las resistencias a los diferentes modos de falla de los pilares. Las curvas *pushover* obtenidas para el modelo-base de edificio-prototipo (piso de vigueta metálica y arco de rasilla) con el programa Tremuri constituyeron las curvas de referencia en la calibración. La condición de borde en pilares que mejor ajustó las curvas *pushover* de referencia fue la semi-restringida a rotación, intermedia entre la cantiléver y la totalmente restringida a rotación, resultado importante con miras a una más refinada clasificación tipológica de los edificios de MNR del Eixample-Barcelona.

El estudio de la influencia de la rigidización en la respuesta global del edificio-prototipo se hizo a partir de las dos variantes básicas: 1) con piso de vigueta metálica y arco de rasilla (PC) y 2) con piso de entablado simple y envigado (PM). Como parte de este estudio, se realizó en primer

lugar un análisis de sensibilidad, ensayando cinco métodos de rigidización: dos para la variante básica PC, y tres para la variante básica PM. Sobre la base de estos análisis *pushover* preliminares, el ámbito de estudio se redujo a un método de rigidización por cada variante básica. (PCR y PMR). Se incluyó como referencia el caso de piso rígido. Los efectos de la rigidización del piso se centraron en los siguientes apartados de respuesta global: 1) propiedades modales básicas, 2) curvas *pushover* (con carga lateral paralela a las dos direcciones ortogonales), y 3) evolución de las configuraciones deformadas de los pisos.

Entre los resultados obtenidos merecen destacarse el buen acuerdo en valores para los primeros modos de vibración traslacionales obtenidos con los modelos implementados para la variante básica PC tanto en Ruaumoko (modelo propuesto) como en Tremuri (modelo para validación). La rigidización del sistema de piso supuso un incremento leve en la masa efectiva acumulada hasta el tercer modo, del 82% al 85%. En el caso de piso rígido, este incremento fue significativo, llegando al 95%. Tanto los análisis *pushover* preliminares (análisis de sensibilidad) como los enfocados en la influencia de la rigidización del sistema de piso mostraron que el edificio-prototipo es mucho más sensible a la rigidización en su dirección corta/transversal que en su dirección larga/longitudinal. A este último respecto, son dignos de mencionar como efectos sobre las variantes básicas (no rigidizadas) un aumento del 12%–15% en la capacidad de cortante en la base y una disminución de alrededor del 50% en la capacidad de desplazamiento. Las configuraciones deformadas de los pisos en las dos direcciones ortogonales del EP confirman que su dirección transversal es mucho más sensible a la rigidización del sistema de piso. En términos más concretos, tales configuraciones deformadas muestran que el efecto de piso flexible es más pronunciado en esta dirección a causa de la debilidad progresiva (menor rigidez lateral) de las paredes interiores localizadas hacia la parte central.

7. DESEMPEÑO SÍSMICO

7.1 Definición de escenarios sísmicos determinista y probabilista

7.1.1 Amenaza sísmica para la ciudad de Barcelona

Barcelona fue una de las siete ciudades europeas en las que se aplicaron las metodologías de generación de escenarios de riesgo sísmico del proyecto RISK-UE (Roca 2004). En relación con la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, RISK-UE propone dos métodos generales, denominados de nivel I y de nivel II (Milutinovic y Trendafiloski 2003). El fundamento sobre el que se construye el método de Nivel I es el Método del Índice de Vulnerabilidad, mientras que el método de nivel II se basa en Método del Espectro de Capacidad (MEC). En este trabajo se optó por el método de nivel II, basado en la descripción del edificio a través de una aproximación mecánica (v.g. sistema equivalente de un grado de libertad y curva de capacidad) y escenarios sísmicos definidos en términos de espectros de respuesta (Faccioli y Pessina 2003).

El método de nivel II comprende, más allá de la estimación del punto de capacidad por demanda (o punto de desempeño), una evaluación del nivel de daño esperado. Dicha evaluación está basada en modelos de fragilidad predefinidos para la tipología del edificio bajo consideración. En este marco, el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) contempló, dentro de su matriz de tipologías, la sub-tipología M33H: edificios altos de MNR con piso compuesto (vigüeta metálica y arco de rasilla), a la cual se adscribe el EP en su variante básica PC.

Así, en el marco del método de nivel II del RISK-UE, la amenaza sísmica para la ciudad de Barcelona se evaluó para un escenario determinista y uno probabilista. Con respecto al escenario determinista, el estudio de amenaza se basó en dos sismos históricos que afectaron a la ciudad: el primero, ocurrido en 1428, en la comarca del Ripollés (Girona), con una intensidad epicentral de IX (MSK); el segundo, ocurrido en 1448, en la zona de Cardedeu, con una intensidad epicentral de VIII (Susagna y Goula 1999). Las intensidades espectrales se transformaron primero a magnitudes locales, y luego a magnitudes de onda superficial (M_s), para obtener, mediante la relación de atenuación de Ambraseys et al. (1996), el espectro de respuesta de aceleración en roca de ambos terremotos. Finalmente, se adoptó una estrategia de combinación de las características espectrales con el fin de cubrir el rango de períodos de interés.

El escenario probabilista, basado en la zonificación sismotectónica y los parámetros de sismicidad desarrollados por Secanell et al. (2004), se evaluó usando el programa CRISIS 99 (Ordaz et al. 1999) y la relación de atenuación de Ambraseys et al. (1996). Producto del estudio de Secanell et al. (2004), se obtuvieron espectros de respuesta de aceleración en roca para diferentes períodos de retorno. Como se observa en la figura 7.1, el espectro de aceleración determinista ($PGA=0.07g$) resultó ser más bajo que el espectro de aceleración probabilista ($PGA = 0.10g$) asociado al período de retorno de 475 años.

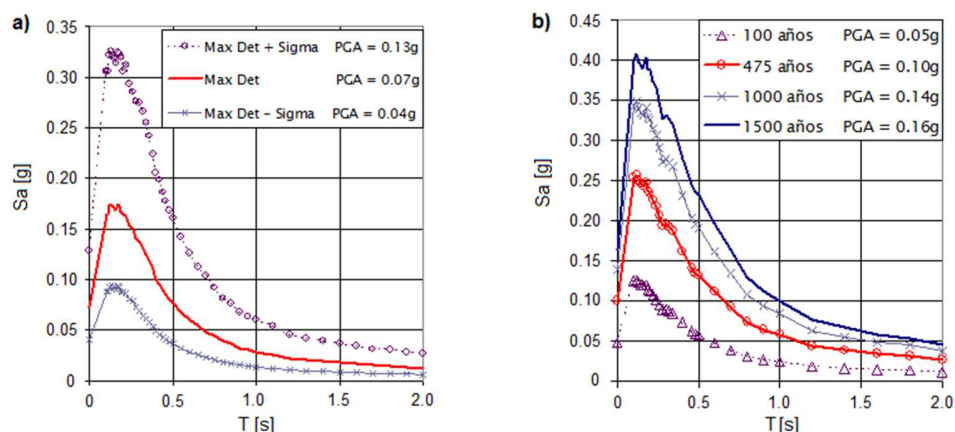


Figura 7.1 Espectros de respuesta en aceleración para la ciudad de Barcelona, zona R – roca: a) determinista; b) probabilista (tomado de Roca, 2004)

Los PGA de referencia para los escenarios determinista (0.07g) y probabilista (0.10g) colocan a Barcelona como una ciudad de baja a moderada amenaza sísmica. En particular, el distrito del Eixample se emplaza sobre una zona de suelo tipo II, uno de los cuatro tipos de suelo existentes en Barcelona, constituido por materiales del cuaternario sobre un sustrato terciario, con una profundidad del basamento rocoso entre los 100–300m (Cid 1998). En cuanto a los efectos de sitio, su evaluación se basó en la zonificación geotécnica y en la obtención de factores de amplificación, siguiendo las recomendaciones del proyecto RISK-UE (Faccioli y Pessina 2003). Los factores de amplificación correspondientes a las zonas de suelo I, II y III de Barcelona (Cid et al. 2001), se aplicaron a los espectros de referencia para los escenarios determinista y probabilista (Fig. 7.1), obteniéndose los espectros de respuesta zonificados que se muestran en la figura 7.2 (Irizarry 2004; Irizarry et al. 2011).

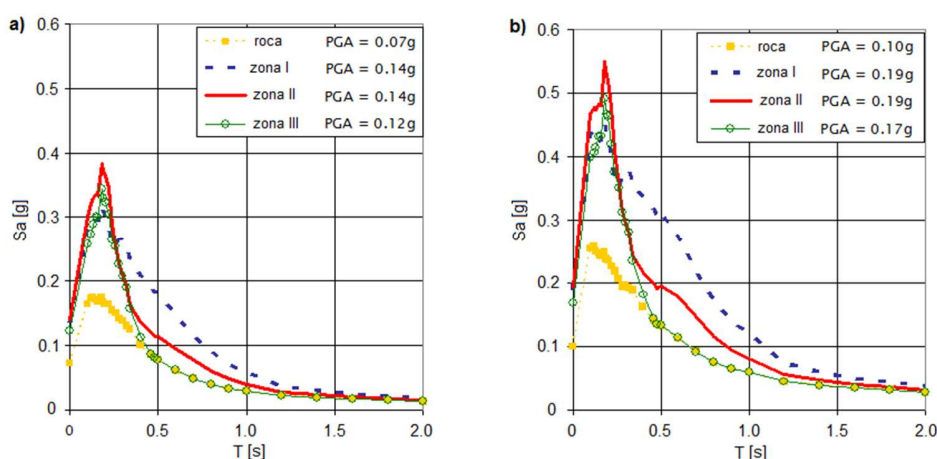


Figura 7.2 Espectros zonificados de respuesta en aceleración para la ciudad de Barcelona: a) escenario determinista; b) escenario probabilista

7.1.2 Definición de los espectros elásticos de respuesta aceleración-desplazamiento con miras a la aplicación del Método del Espectro de Capacidad, MEC

Disponer de una formulación analítica para el espectro de respuesta en aceleración facilita el cálculo del espectro de respuesta aceleración-desplazamiento, con miras a la aplicación del MEC. A tal fin, para ajustar los espectros (tanto del escenario determinista como probabilista) de respuesta en aceleración mostrados en la figura 7.2 a una formulación analítica, Irizarry et al. (2003) consideraron dos expresiones: a) la formulación de espectro de respuesta planteada por el Eurocódigo 8 (CEN 2004), y b) la formulación propuesta por Lagomarsino et al. (2002) para uso en el método de nivel II del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003).

Irizarry et al. (2003) variaron los diferentes parámetros de las dos formulaciones consideradas con el fin de determinar, para cada tipo de suelo, los valores que mejor ajusten las curvas espectrales de la figura 7.2. De este modo, considerando las mediciones de bondad del ajuste en términos de desviación estándar y porcentajes de error, establecieron para la zona de suelo tipo II (de interés para este trabajo) que la formulación analítica propuesta por Lagomarsino et al. (2002) consigue la mejor aproximación. A renglón seguido, se presenta esta formulación (ec. 7.1), junto con un esquema que ilustra sus parámetros (Fig. 7.3).

$$\begin{aligned}
 Sa(T) &= PGA \left[1 + T/T_B (B_C - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 Sa(T) &= PGA \cdot B_C & T_B \leq T \leq T_C \\
 Sa(T) &= PGA \left(T_C/T \right)^d B_C & T_C \leq T \leq T_D \\
 Sa(T) &= PGA \left(T_D/T \right)^2 B_D & T \geq T_D
 \end{aligned} \tag{7.1}$$

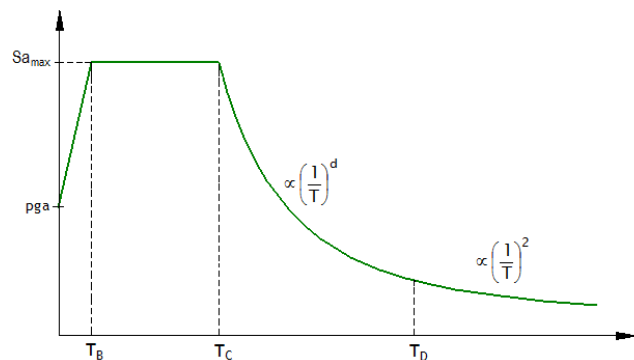


Figura 7.3 Esquema gráfico de los parámetros de la formulación de Lagomarsino et al. (2002)

En la Tabla 7.1 se presentan los resultados del ajuste para la zona de suelo tipo II, tanto para el escenario determinista como probabilista (Irizarry et al. 2003; Irizarry 2004) y en la figura 7.4, los espectros elásticos de respuesta en aceleración correspondientes.

Tabla 7.1 Valores de ajuste de los parámetros de la formulación de Lagomarsino et al. 2002 para obtención de espectros elásticos de respuesta en aceleración para el suelo tipo II, Barcelona.

Suelo (zona)	Escenario	PGA (g)	T_B	T_C	B_C	d	T_D	B_D
II	Determinista	0.141	0.10	0.22	2.45	1.43	2.20	0.09
	Probabilista	0.194	0.10	0.23	2.50	1.28	2.21	0.14

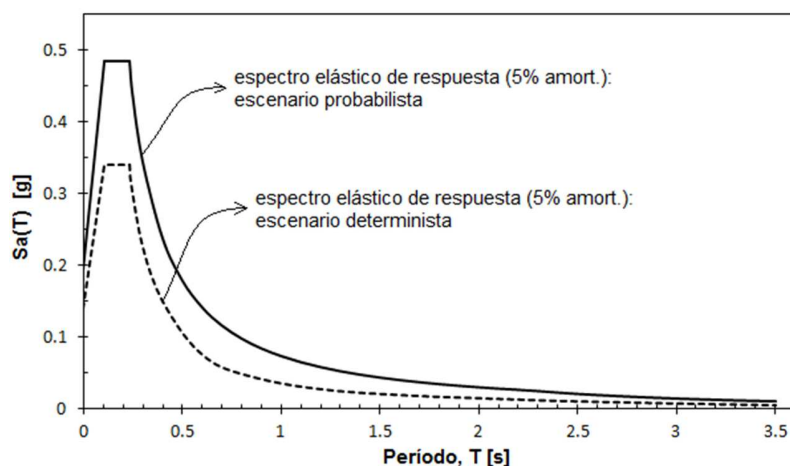


Figura 7.4 Espectros elásticos de respuesta para zona de suelo tipo II (Barcelona) basados en la formulación de Lagomarsino et al. (2002); proyecto RISK-UE: escenarios determinista y probabilista

Así, debido al mejor ajuste de la formulación analítica basada en Lagomarsino et al. (2002), los espectros elásticos de la figura 7.4 (con formulación y parámetros dados en la ec. 7.1 y la Tabla 7.1) se adoptaron en este trabajo como escenarios sísmicos determinista y probabilista. A este respecto, es pertinente señalar que otros estudios, como los de Barbat et al. (2008) y Gonzalez-Drigo et al. (2015) han preferido los espectros elásticos derivados de la formulación analítica basada en el Eurocódigo 8 (CEN 2004). Moreno (2006) utilizó, en cambio, espectros elásticos basados en la Normativa Sísmica Española (NCSE-02 2002) y el Eurocódigo 8 (CEN 2004).

7.2 Desempeño sísmico: Estrategia adoptada a partir del método de nivel II del proyecto RISK-UE

En el marco de la filosofía de evaluación sísmica basada en desplazamiento, los Métodos basados en Análisis *Pushover* (MAP) han tenido gran aceptación y se han convertido en materia de importante investigación. En el Apéndice 2, sección 1.3, se desarrolla una discusión sobre tales métodos, orientada en dos direcciones: 1) su uso en propuestas de estimación de pérdidas por sismos en proyectos europeos recientes, y 2) consideración de estudios comparativos acerca de su calidad predictiva. De esta discusión se desprende que los Métodos de Espectro de Capacidad (MEC) son los más usados y los de mayor calidad predictiva, razones que motivaron su adopción en este trabajo. El Apéndice 2 (secciones 2 y 3) reseña, además, los aspectos procedimentales básicos de los dos MEC: el MEC-ATC 40 (ATC 40 1996) y el MEC-FEMA 440 (FEMA 440 2005).

Admitiendo que el MEC-FEMA 440 (FEMA 440 2005) constituye una versión mejorada del MEC-ATC 40 (ATC 40 1996), este capítulo se propone como objetivo fundamental cuantificar el grado de aproximación entre ambos métodos en la evaluación del desempeño sísmico de edificios de MNR. Para ello, se utilizan como casos de estudio las variantes básica y rigidizada del edificio-prototipo. La aplicación de los MEC normalmente se inscribe en una estrategia mayor de evaluación de daño; en el caso del presente trabajo, el conocido método de nivel II – RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). Bajo este método, la evaluación de daño se plantea en términos de la probabilidad condicional de que un edificio particular (o un grupo de edificios) alcance un cierto estado de daño. A tal fin, establece un procedimiento general, sintetizado en los siguientes pasos:

1. Establecimiento del modelo de capacidad del edificio (curva *pushover*) y definición de escenarios sísmicos (v.g. espectros elásticos de respuesta).
2. Conversión de la curva *pushover* (o de capacidad) a espectro de capacidad y del espectro elástico zonificado en formato Sa-T al formato Sa-Sd.
3. Evaluación del desplazamiento máximo esperado (conocido como punto de desempeño o de capacidad por demanda), resultado de la superposición entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido por comportamiento inelástico.
4. Definición del modelo de fragilidad del edificio.
5. Evaluación de la probabilidad condicional de que el edificio exhiba determinados estados de daño, a partir de la demanda máxima de desplazamiento estimada en paso 3 y del modelo de fragilidad definido en paso 4.

Una vez establecidos los modelos de capacidad (curvas *pushover*) y los escenarios sísmicos, los pasos del 2 al 5 se llevaron a cabo según los lineamientos del método de nivel II – RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). El ceñimiento a este método no fue estricto. En el paso 3, relativo a la evaluación de la demanda máxima de desplazamiento/punto de capacidad por

demanda, el proyecto RISK-UE utiliza el método N2, mientras que en este trabajo, se prefirieron usar los métodos de espectro de capacidad, MEC (ATC 40 1996; FEMA 440 2005) reseñados en el Apéndice 2 (secciones 2 y 3). Una vez que se han definido las curvas de capacidad y los escenarios sísmicos, en las secciones subsiguientes, 7.2.1 y 7.2.2, se describirán los aspectos más relevantes del método, siguiendo los pasos enumerados arriba (del 2 al 5).

7.2.1 Definición de los espectros de capacidad y de demanda

Los escenarios sísmicos determinista y probabilista definidos en el apartado 7.1 representan acciones sísmicas esperadas para la ciudad de Barcelona. Los MEC (ATC 40 1996; FEMA 440 2005) requieren la transformación de estos espectros elásticos en formato Sa-T a espectros en formato Sa-Sd (ó ADRS: *Acceleration-Displacement Response Spectra*). Dicha transformación se consigue utilizando la ecuación 7.2, propuesta por Newmark y Hall (1982). Así, en la figura 7.5 se muestran los espectros Sa-Sd correspondientes a los espectros elásticos de los escenarios determinista y probabilista (Barcelona, zona de suelo tipo II).

$$S_d = S_a \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \quad (7.2)$$

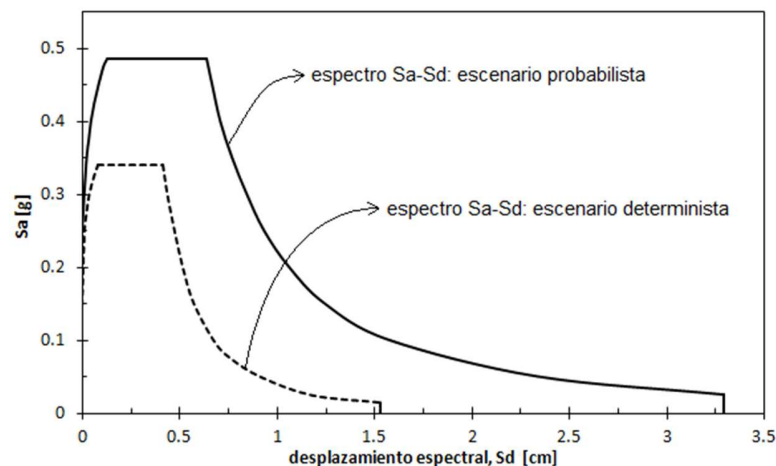


Figura 7.5 Espectros de respuesta elástica 5% amortiguada en formato ADRS para zona de suelo tipo II (Barcelona) derivados de los espectros elásticos de la Figura 7.4

Por otra parte, el MEC requiere la transformación de la curva de capacidad (producto del análisis *pushover*) en espectro de capacidad, esto es, del caso MDOF real a un sistema SDOF equivalente. Esto se logra mediante las siguientes ecuaciones (ATC 40 1996):

$$Sd_i = \frac{\delta_i}{PF_1} \quad (7.3a)$$

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (7.3b)$$

donde, el subíndice i en las ecuaciones (7.3) se refiere a los incrementos de la carga aplicada sobre el edificio durante el análisis *pushover*; Sd_i es el desplazamiento espectral; δ_i es el desplazamiento a nivel del techo del edificio; PF_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración; Sa_i es la aceleración espectral; V_i es el cortante en la base; W es el peso del edificio, y α_1 es el coeficiente de masa modal del primer modo de vibración. En relación con el desplazamiento en el techo, δ_i , cabe reiterar que este trabajo adoptó como nodo de control, el más cercano al centro de masa.

7.2.2 Construcción de las curvas de fragilidad y estimación del daño esperado

Para el establecimiento de estados de daño y curvas de fragilidad se precisa una representación bilineal del espectro de capacidad. A su vez, para definir el espectro de capacidad, se requiere suponer un punto de capacidad última sobre la curva *pushover*. En este trabajo, las curvas *pushover* obtenidas para las variantes y sub-variantes del EP exhibieron una rama de degradación desarrollada gracias a los modelos multi-lineales fuerza-desplazamiento que caracterizaron a los pilares y a las vigas-dintel. Para la definición de los espectros de capacidad, se decidió adoptar, acogiendo las investigaciones en el marco del proyecto PERPETUATE (Cattari y Lagomarsino 2012; Lagomarsino y Cattari 2015b), un punto de capacidad última (V_u , δ_u) correspondiente al 70% del cortante basal máximo ($V_u = 0.70V_{\max}$).

En las figuras 7.6 y 7.7 se presentan los espectros de capacidad y sus correspondientes representaciones bilineales para dos de los casos estudiados: la variante básica PC y la sub-variante rigidizada PCR; en ambos casos con la carga lateral actuando según la dirección transversal. Los criterios que se asumieron para la bilinealización fueron los siguientes: 1) las coordenadas del punto de capacidad última (Sa_u , Sd_u) de la representación bilineal coinciden con la del espectro de capacidad; 2) el segmento del tramo de comportamiento elástico de la representación bilineal corta al espectro de capacidad en el punto asociado a un cortante basal de $0.4 \times V_{\max}$, y 3) el punto (Sa_y , Sd_y) del espectro bilineal se determina obligando a que el área bajo la curva bilineal iguale en valor al área bajo la curva del espectro de capacidad.

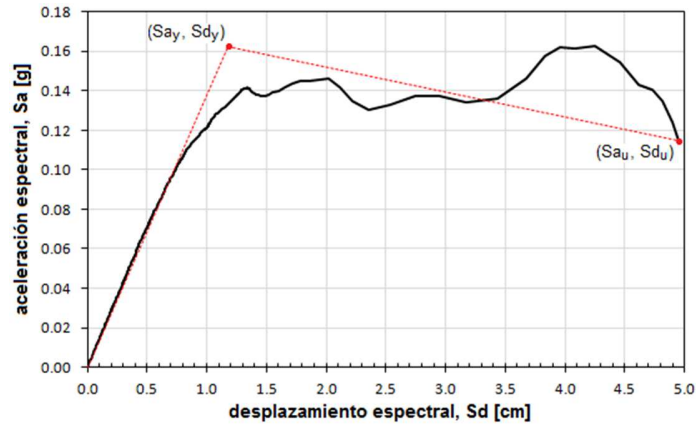


Figura 7.6 Forma bilineal del espectro de capacidad de la variante básica PC (carga lateral según dirección transversal)

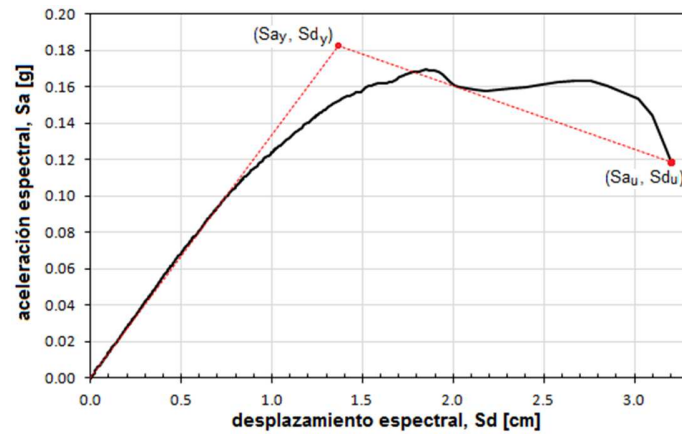


Figura 7.7 Forma bilineal del espectro de capacidad de la variante rigidizada PCR (carga lateral según dirección transversal)

Los estados de daño del edificio se definieron conforme a los lineamientos establecidos en el Proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). Así pues, se adoptaron cuatro umbrales para estados de daño no nulo: Leve, \overline{ds}_1 , Moderado, \overline{ds}_2 , Severo, \overline{ds}_3 y Completo, \overline{ds}_4 (estado de daño nulo, \overline{ds}_0), a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, como sigue (Lagomarsino et al. 2002; Lagomarsino y Giovinazzi 2006; Barbat et al. 2006):

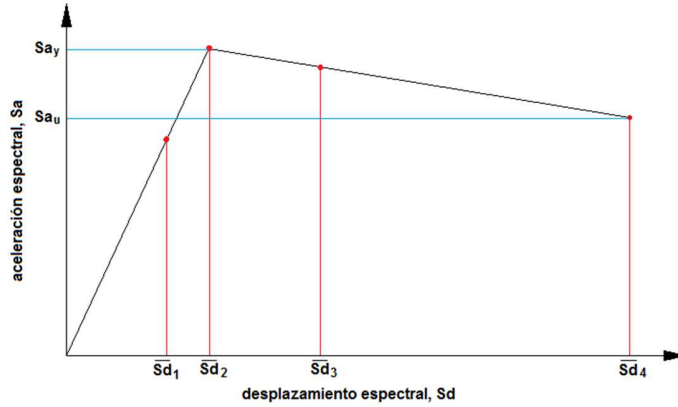


Figura 7.8 Asunción de umbrales de estados de daño sobre idealización bilineal: Método de nivel II del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003)

$$\begin{aligned}
 \overline{ds}_1 &= Sd_{ds_1} = 0.7 Sd_y \\
 \overline{ds}_2 &= Sd_{ds_2} = Sd_y \\
 \overline{ds}_3 &= Sd_{ds_3} = Sd_y + 0.25 (Sd_u - Sd_y) \\
 \overline{ds}_4 &= Sd_{ds_4} = Sd_u
 \end{aligned} \tag{7.4}$$

donde, Sd_y : desplazamiento espectral de cedencia en representación bilineal; Sd_u : desplazamiento espectral último en representación bilineal (asociado a la capacidad última: degradación del 30% de la capacidad de cortante basal, V_{max}).

Las curvas de fragilidad son funciones que representan la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño en términos de un parámetro que represente la acción sísmica, tal como el desplazamiento espectral, usado en este trabajo. Para establecer las curvas de fragilidad, se han asumido aquí los siguientes criterios, tomados del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003): 1) cuando $Sd = Sd_{dsi}$, la probabilidad de alcanzar o exceder el umbral de estado de daño i (ds_i) es 50%; 2) cuando $Sd = Sd_{dsi}$, las probabilidades de alcanzar o exceder los otros umbrales de estados de daño responden a una distribución de probabilidad binomial; 3) las curvas de fragilidad siguen una distribución lognormal acumulada, definida del siguiente modo:

$$P[ds \geq ds_i / Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \cdot \ln \left(\frac{Sd}{Sd_{ds_i}} \right) \right] \tag{7.5}$$

donde, Φ es la función de distribución normal acumulada; Sd_{dsi} es la mediana (percentil 50) del desplazamiento espectral en el que el edificio alcanza/excede el umbral del estado de daño i (ds_i); β_{dsi} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral en el que el edificio alcanza/excede el umbral del estado de daño i , Sd_{dsi} . La aplicación de los criterios 1 y 2 (señalados arriba) dió lugar, en el marco del proyecto RISK-UE, a los valores consignados en la Tabla 7.2, de distribución de probabilidades de estados de daño esperados.

Tabla 7.2 Distribución de probabilidades de excedencia de determinado estado de daño (fijando en 50% la probabilidad de alcanzar ó exceder los valores umbrales)

Condición	Leve P(ds ₁)	Moderado P(ds ₂)	Severo P(ds ₃)	Completo P(ds ₄)
P(ds ₁) = 0.5	0.50	0.119	0.012	0.00
P(ds ₂) = 0.5	0.896	0.50	0.135	0.008
P(ds ₃) = 0.5	0.992	0.866	0.50	0.104
P(ds ₄) = 0.5	1.0	0.988	0.881	0.50

La definición de las curvas de fragilidad, que responden a la distribución lognormal acumulada (ec. 7.5), requiere de dos parámetros: 1) el umbral de desplazamiento espectral en el cual la probabilidad de alcanzar/exceder un determinado estado de daño es 50%: Sd_{dsi} (ó \bar{Sd}_i) y 2) la desviación estándar del logaritmo natural de este desplazamiento espectral: β_{dsi} (ó β_i). En la Figura 7.9 se ilustra el modelo de fragilidad descrito. En esta figura, $P(i)$ representa la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i , en función de la demanda máxima de desplazamiento estimada, Sd_{pp} (*Spectral Displacement at Performance Point*).

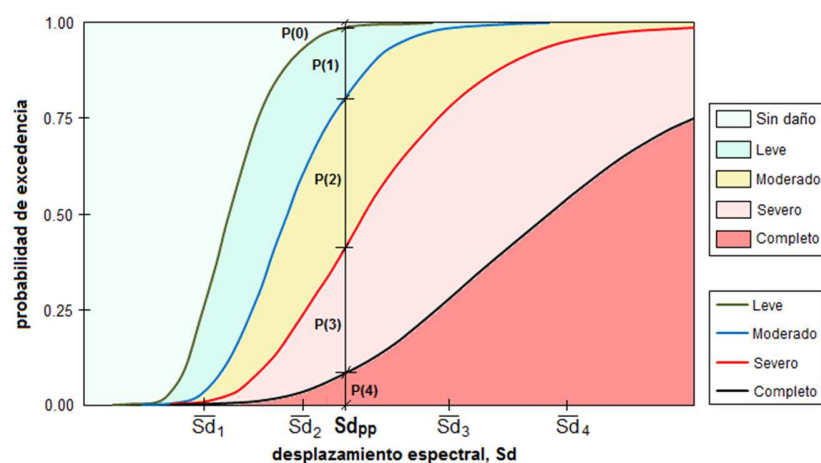


Figura 7.9 Curva de fragilidad y probabilidades de ocurrencia de estados de daño, en función de la demanda de desplazamiento Sd_{pp} (*Spectral Displacement at Performance Point*)

En este trabajo se utilizó el código de evaluación de desempeño sísmico (con ATC 40) utilizado en los trabajos de Avila et al. (2012) y González-Drigo et al. (2015). En relación con las desviaciones estándar β_i , se mantuvieron los valores propuestos en estos trabajos ya que evalúan, igualmente, edificios altos de MNR del distrito del Eixample-Barcelona. Cabe precisar, por último, que en Avila et al. (2012) y González-Drigo et al. (2015) las desviaciones estándar se determinaron mediante ajuste por mínimos cuadrados, con arreglo a la curva de distribución lognormal acumulada (ec. 7.5).

El modelo de fragilidad descrito arriba se sustenta en métodos analíticos (simulación de comportamiento sísmico de modelos estructurales), y tiene amplia aceptación en la comunidad de Ingeniería Sísmica (FEMA/NIBS 2002; Milutinovic y Trendafiloski 2003; LESSLOSS 2005; Spence y Erdik 2007; Borzi et al. 2008; Vargas et al. 2011; Ahmad et al. 2010). En particular, se han usado en años recientes en el marco de investigaciones relativas a la vulnerabilidad sísmica de tipologías propias de la ciudad de Barcelona (Bonett 2003; Barbat et al. 2008; Lantada et al. 2009; Vargas et al. 2011; Avila et al. 2012; Moreno 2006; Gonzalez-Drigo et al. 2015).

A partir de las curvas de fragilidad y el punto de desempeño (o punto de capacidad por demanda, Sd_{pp}) establecidos, se pueden establecer fácilmente las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño, $P(i)$ (Fig. 7.12). Las curvas ajustadas que se obtienen se suelen denominar curvas de vulnerabilidad (o de daño). Por último, contando con las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño, $P(i)$, se puede calcular, para el edificio bajo estudio, un índice de daño, DI , mediante la siguiente ecuación:

$$DI = \frac{1}{n} d_m \quad ; \quad DI = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n i \cdot P(ds_i) \quad (7.6)$$

donde, n es el número de estados de daño distintos del nulo: $n = 4$, y $P(ds_i)$, la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i . En cuanto a los estados de daño, cabe indicar la designación y nomenclatura que ha de utilizarse aquí: Daño Nulo, DN , $i = 0$; Daño Leve, DL , $i = 1$; Daño Moderado, DM , $i = 2$; Daño Severo, DS , $i = 3$; Daño Completo, DC ; $i = 4$.

7.3 Evaluación del desempeño sísmico

Los resultados del capítulo 6 mostraron que las curvas de capacidad de las variantes de edificio prototipo con Piso Compuesto (vigüeta metálica y arco de rasilla): PC y PCR mantienen un notable grado de aproximación con las curvas correspondientes de la variante básica con Piso de Madera: PM y PMR. Por tal razón, con respecto a la evaluación del desempeño sísmico global, este trabajo se ocupó únicamente de la variante básica PC (con Piso Compuesto de vigüeta metálica y arco de rasilla). Así, el método descrito en 7.2.2, que culmina con el cálculo de un índice de daño global, se aplicó únicamente sobre las variantes PC, PCR y PR (variante de piso

rígido) en las dos direcciones ortogonales. Se consideraron los escenarios sísmicos determinista y probabilista para zona de suelo tipo II (Eixample-Barcelona), definidos en 7.2.1, en términos de espectros de demanda (Fig. 7.5). Además, la metodología de evaluación de desempeño sísmico se desarrolló aplicando los conocidos MEC: ATC 40 y FEMA 440; las particularidades de cada una de estas aplicaciones se tratarán en las secciones 7.3.1 y 7.3.2, respectivamente.

7.3.1 Evaluación del desempeño sísmico: MEC-ATC 40

El ATC 40 (1996) establece una categorización del edificio bajo evaluación de acuerdo a tres tipos de comportamiento estructural histerético: ideal/bueno, regular/promedio y pobre, con factores de comportamiento κ de 1, 2/3 y 1/3, respectivamente. Esta categorización se basa en dos criterios generales: 1) la calidad sismorresistente del esquema resistente a cargas laterales y 2) la duración del sismo. Así, un edificio con buen nivel de diseño sísmico sometido a un sismo de corta duración se ubicaría en la categoría de bueno. Puesto que el ATC 40 (1996) está orientado a edificios de hormigón armado, estos criterios deben aplicarse teniendo en cuenta las particularidades de los edificios existentes de MNR. Debido a su gran variabilidad tipológica, la calidad sismorresistente del esquema resistente a cargas laterales es un aspecto más difícil de calificar; por otra parte, dada la fragilidad (relativa) de comportamiento de sus miembros, el comportamiento global de los edificios de MNR es más sensible a la duración de los sismos.

En relación con los edificios de MNR, Lagomarsino y Cattari (2015a) los categoriza según tres tipos de comportamiento histerético global, concretamente los tipos “A”, “B” y “C”, representados en la figura 7.10. A diferencia del ATC 40, esta categorización responde a un único criterio: el grado de acoplamiento entre pilares y vigas-dintel (ó también: condiciones de borde de los pilares). En la figura 7.10 puede observarse la significativa incidencia que tiene el grado de acoplamiento entre pilares y vigas-dintel en el modo de falla/comportamiento histerético global de un edificio de MNR, con lo cual, el criterio sería adecuado y, en todo caso, más explícito que los postulados en el ATC-40 (1996). Por otro lado, la categorización propuesta por Lagomarsino y Cattari (2015a) no conduce a una calificación del edificio; más bien, postula dos casos límite de comportamiento: “A” y “C”, y uno de comportamiento intermedio, “B”. De hecho, el comportamiento intermedio, sobre todo desde el punto de vista de la capacidad de disipación de energía, claramente es el mejor (Fig. 7.10).

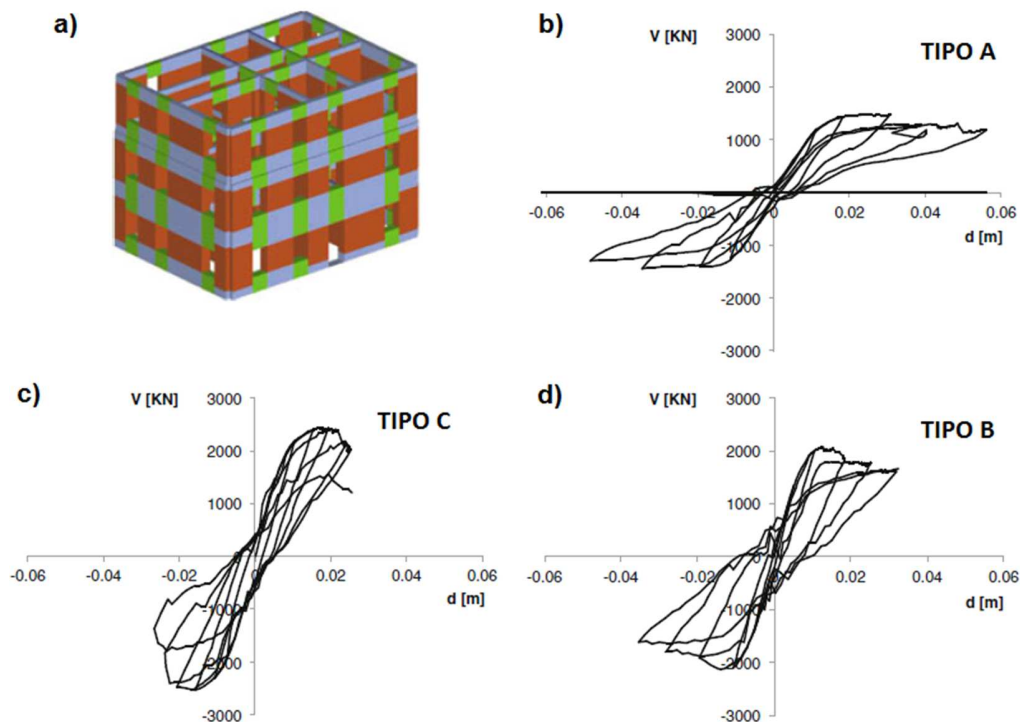


Figura 7.10 Resultados de análisis *pushover* cíclico sobre sub-tipologías de un edificio de tres pisos de MNR: a) Vista 3D del modelo de pórtico equivalente; b) Tipo A: representativo de modo de falla pilar fuerte – viga-dintel débil; c) Tipo C: representativo de modo de falla pilar débil – viga-dintel fuerte; d) Tipo B: representativo de modo de falla intermedio (Tomado de Lagomarsino y Cattari, 2015a)

En la línea de lo expuesto, debe indicarse que del EP analizado aquí cabría esperar un comportamiento histerético tipo “B”, de acuerdo con la categorización Lagomarsino y Cattari (2015a), puesto que su calibración se produjo bajo condiciones de restricción a giro intermedias para los pilares o, si se quiere, grado de acoplamiento pilar – vigas-dintel intermedio (sección 6.1.2). Con todo, y a efecto de establecer comparaciones con los resultados obtenidos mediante el uso del FEMA 440, se decidió en este trabajo acometer la evaluación del desempeño sísmico considerando los tres tipos de comportamiento estructural estipulados en el ATC 40 (1996). A este respecto, cabe advertir que el ATC 40 categoriza tanto a los tres procedimientos de obtención del punto de capacidad por demanda como a tres los tipos de comportamiento estructural con “A”, “B” y “C”, categorización que, a su vez, fue adoptada en Lagomarsino y Cattari (2015a). En este trabajo se optó por respetar tales decisiones, procurando que el contexto no cree confusiones.

Así pues, en esta investigación se aplicó el procedimiento “A” del ATC 40 sobre las variantes PC, PCR y PR, considerando los tres tipos de comportamiento estructural y partiendo de los espectros de demanda correspondientes a los escenarios determinista y probabilista. Para ello, se

utilizó, como se ha señalado, el código implementado en Avila et al. (2012) y González-Drigo et al. (2015). Este código permite calcular: 1) punto de desempeño, 2) curvas de fragilidad, 3) histograma de probabilidades de ocurrencia de los estados de daño considerados, 4) curva de vulnerabilidad e índice de daño global. En las figuras 7.11 a 7.18 se presentan los resultados obtenidos para la variante PC (con la carga lateral actuando según las dos direcciones ortogonales), comportamiento tipo “C” ($\kappa = 1/3$), bajo el escenario probabilista definido en la sección 7.1 (véase Figs. 7.4 y 7.5). Los resultados de desempeño (incluyendo los de las variantes PCR y PR), se resumen en las Tablas 7.3 y 7.5.

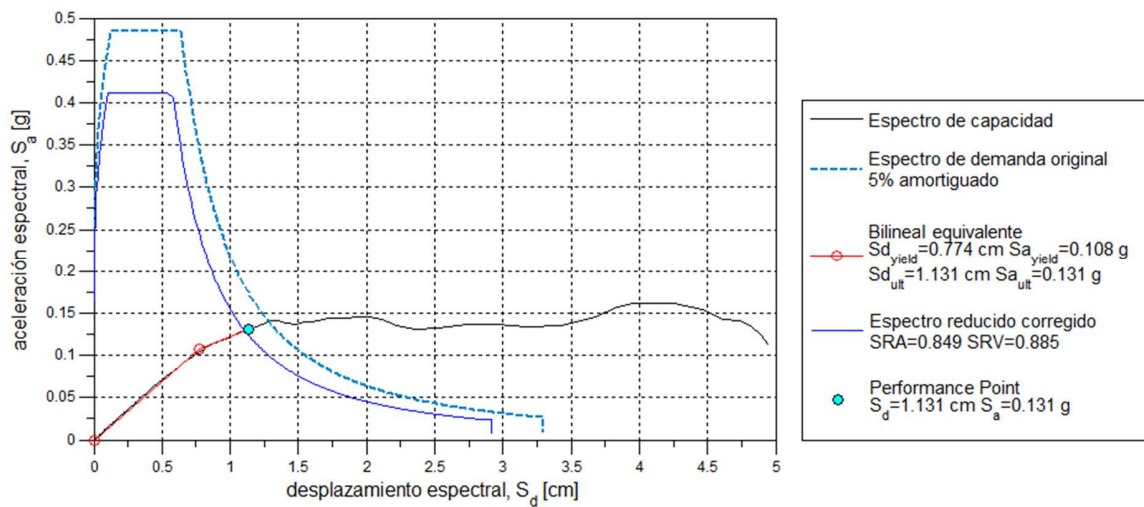


Figura 7.11 Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal) (escenario probabilista)

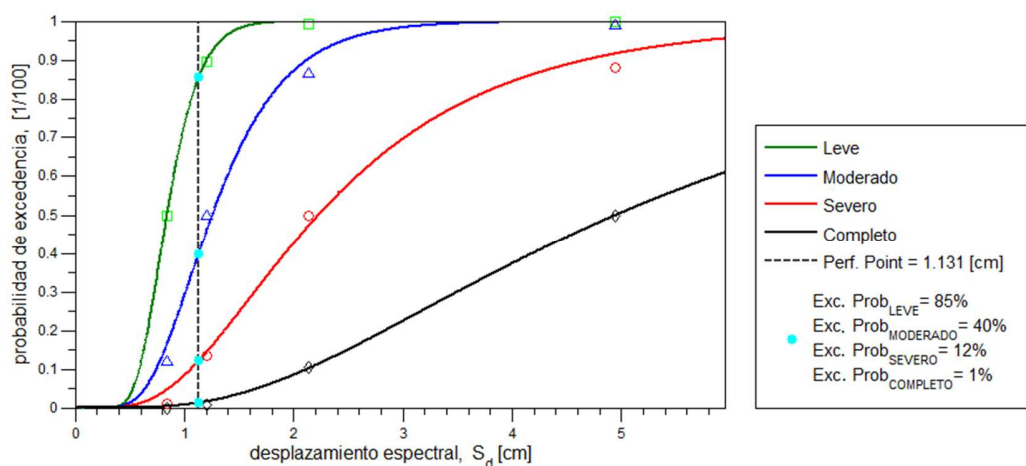


Figura 7.12 Curvas de fragilidad de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal)

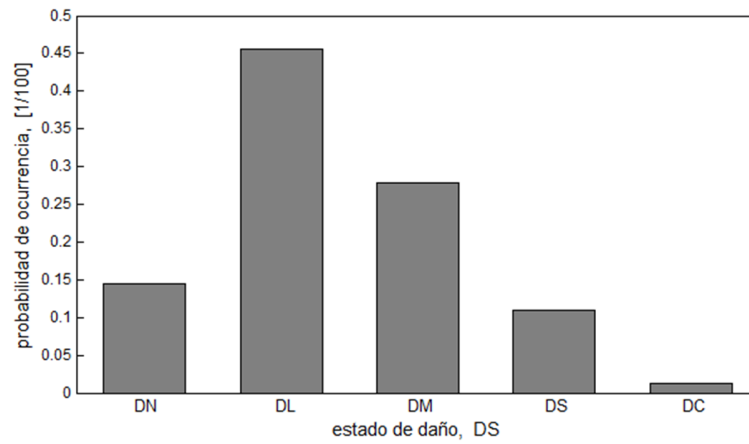


Figura 7.13 Probabilidades de ocurrencia de estados de daño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal)

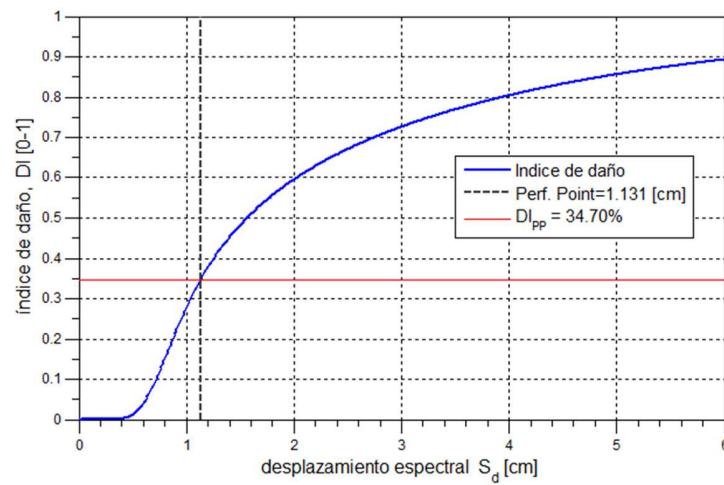


Figura 7.14 Índice de daño global de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección transversal)

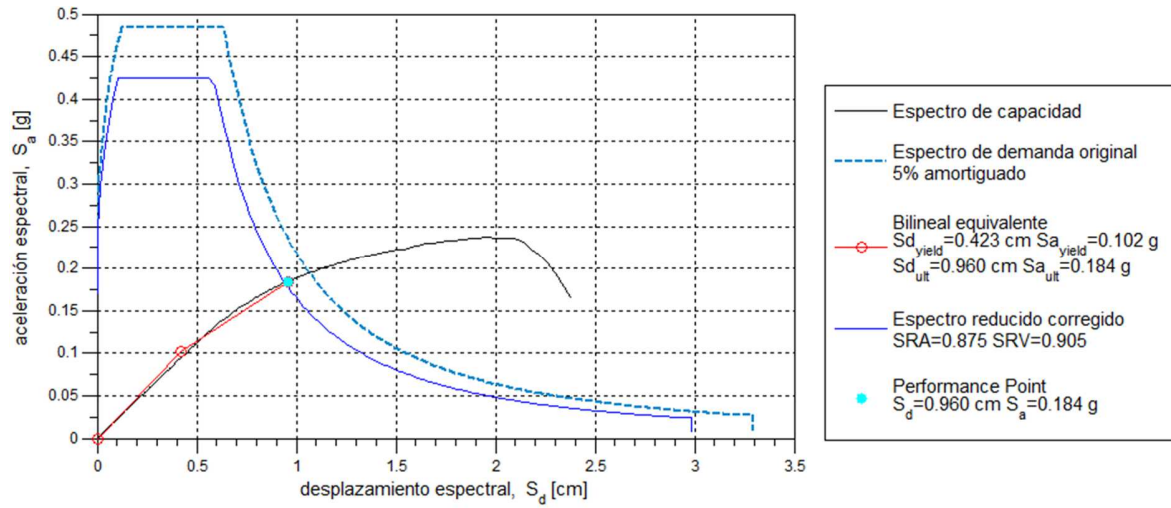


Figura 7.15 Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal) (escenario probabilista)

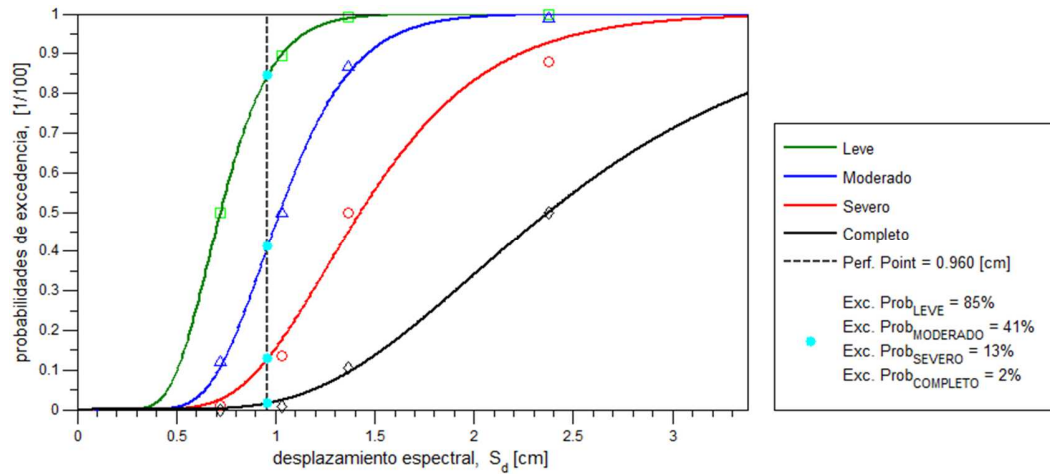


Figura 7.16 Curvas de fragilidad de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal)

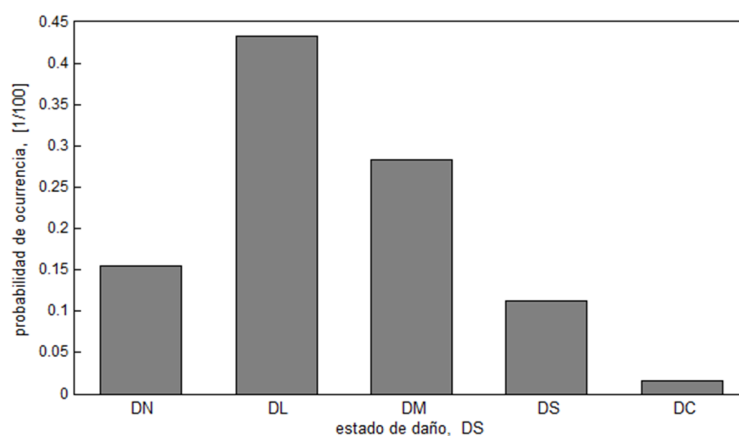


Figura 7.17 Probabilidades de ocurrencia de estados de daño de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal)

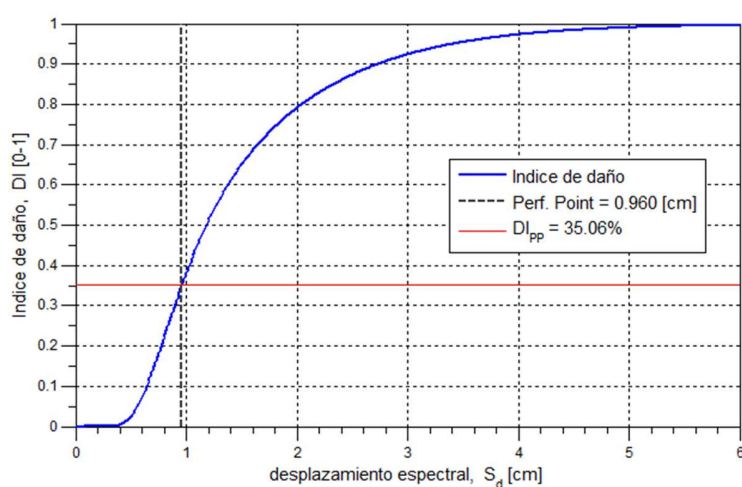


Figura 7.18 Índice de daño global de la variante básica PC (ATC 40; comportamiento tipo “C”; carga lateral según dirección longitudinal)

Es relevante señalar que, bajo el escenario determinista, se constató para todas las variantes (PC, PCR y PR) la intersección del espectro elástico de demanda con el tramo elástico del espectro de capacidad. De este modo, bajo el escenario determinista no se esperarían daños en las variantes estudiadas. Debe advertirse, no obstante, la proximidad de los puntos de corte espectro elástico-espectro de capacidad con los del límite elástico. En la Figura 7.19 se muestra esta verificación de desempeño en el rango elástico para la variante básica PC, con la carga lateral actuando según las dos direcciones ortogonales.

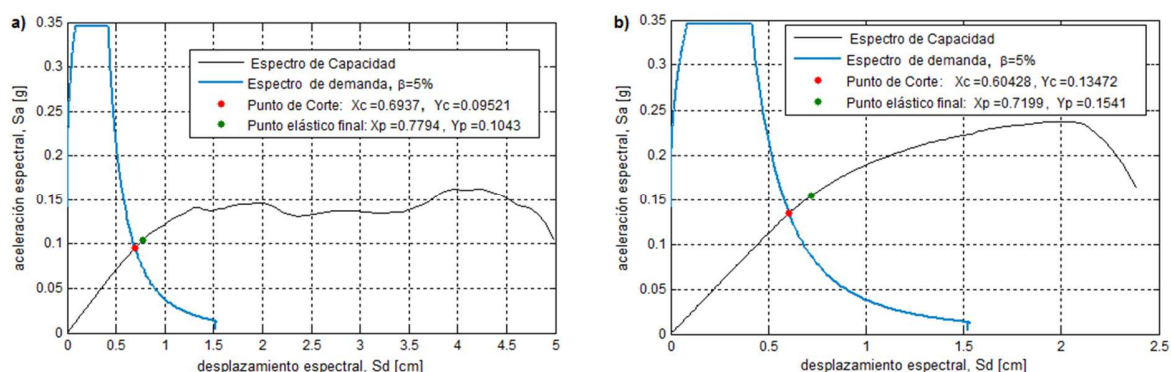


Figura 7.19 Comportamiento elástico de la variante básica PC bajo el escenario determinista establecido en RISK-UE, con formulación basada en Lagomarsino et al. (2002): a) carga lateral según la dirección transversal; b) carga lateral según la dirección longitudinal

7.3.2 Evaluación del desempeño sísmico: MEC-FEMA 440

En el Apéndice 2, sección 3.1, se reseñan los aspectos claves del FEMA 440 (2005). Nuevamente, el FEMA 440 propone tres procedimientos de evaluación de desempeño sísmico: “A”, “B” y “C”. En este trabajo, se adoptó el procedimiento “B” (el más elaborado y preciso), el cual se implementó en código MATLAB (véase Anexo 5). Tal código se validó con dos de los ejemplos recogidos en Guyader e Iwan (2004). Los resultados de este proceso de validación se muestran en el Apéndice 2, sección 3.2.

Antes de presentar los resultados de desempeño sísmico bajo el método FEMA 440, son pertinentes unas breves consideraciones en relación con la adopción de tipo de comportamiento histerético.

Consideraciones para adopción de tipo de comportamiento histerético

En lo tocante a la consideración del comportamiento histerético global, el FEMA 440 es más explícito que el ATC 40. Los tres procedimientos del FEMA 440 (2005) demandan la adopción de un modelo histerético para el edificio bajo análisis, para lo cual contemplan tres tipos generales de modelos histeréticos: 1) bilineales sin degradación, 2) con degradación de rigidez y

3) con degradación de rigidez y resistencia. Esta adopción no es simple, ya que ha de hacerse considerando el esquema de actualización de representaciones bilineales, fundamental tanto en los procedimientos del ATC 40 como en los del FEMA 440.

Los resultados de la aplicación del ATC 40 sobre las variantes estudiadas aportaron evidencias a partir de las cuales decidir. Concretamente, los puntos de desempeño de las variantes estudiadas ante el escenario sísmico probabilista revelaron pequeñas/moderadas incursiones en el rango no lineal (Figs. 7.11 y 7.15). Así, en el marco de la aplicación del FEMA 440, debería esperarse que las representaciones bilineales (dentro del esquema de actualización) presenten únicamente rigideces post-elásticas positivas (*hardening*). Por otro lado, no es plausible la degradación de rigidez en una fase temprana de comportamiento no lineal. Bajo estas dos consideraciones, se decidió adoptar como modelo histérico el tipo bilineal sin degradación (Fig. 7.20).

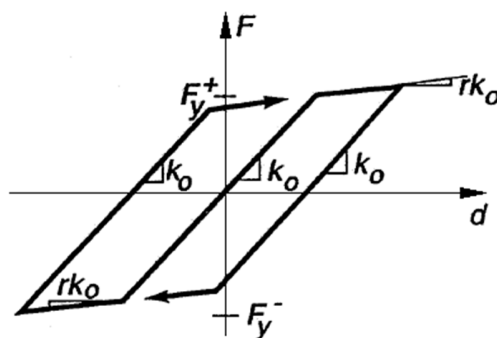


Figura 7.20 Modelo histérico bilineal sin degradación

Resultados de desempeño obtenidos a partir del MEC-FEMA 440

Del mismo modo que con el procedimiento “A” del ATC 40, el procedimiento “B” del FEMA 440 se aplicó sobre las variantes PC, PCR y PR. A efectos de comparar el daño estimado mediante los dos procedimientos, el proceso de obtención de índices de daño global se realizó a partir de las curvas de fragilidad ya establecidas al abordar el procedimiento “A” del ATC 40 (v.g. curvas representadas en las figuras 7.12 y 7.16 para el caso de la variante PC) y (posteriormente) bajo los mismos lineamientos de cálculo (ec. 7.6). En las Figuras 7.21 a 7.24 se presenta, en relación con la variante básica PC, la obtención de los puntos de capacidad por demanda y las curvas de fragilidad correspondientes a la variante básica PC. El Anexo 6 recoge los gráficos de obtención del punto de desempeño y las curvas de fragilidad para la sub-variante PCR, en tanto que las Tablas 7.3 y 7.5 resumen los resultados principales de desempeño, punto de desempeño/demanda máxima de desplazamiento e índice de daño global (incluyendo los correspondientes a las variantes PCR y PR).

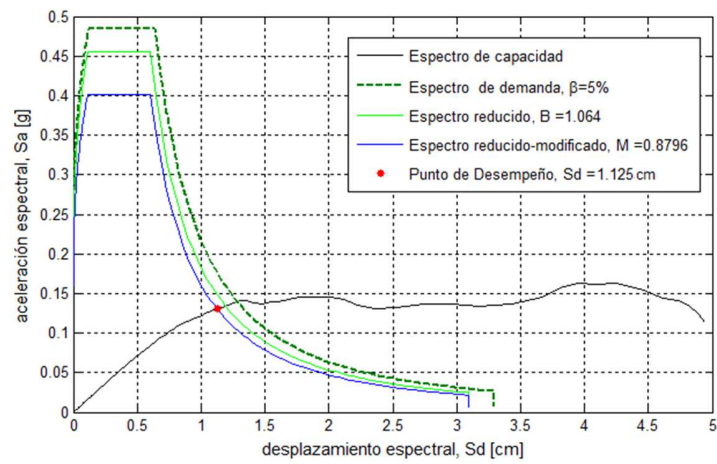


Figura 7.21 Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección transversal)

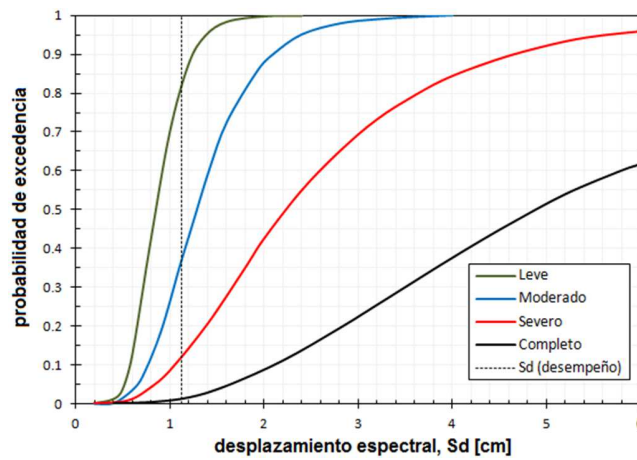


Figura 7.22 Curvas de fragilidad de la variante básica PC (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección transversal)

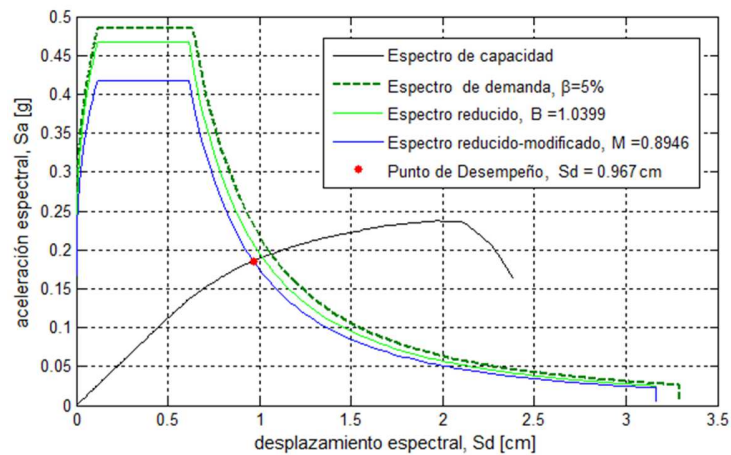


Figura 7.23 Obtención del punto de desempeño de la variante básica PC (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección longitudinal)

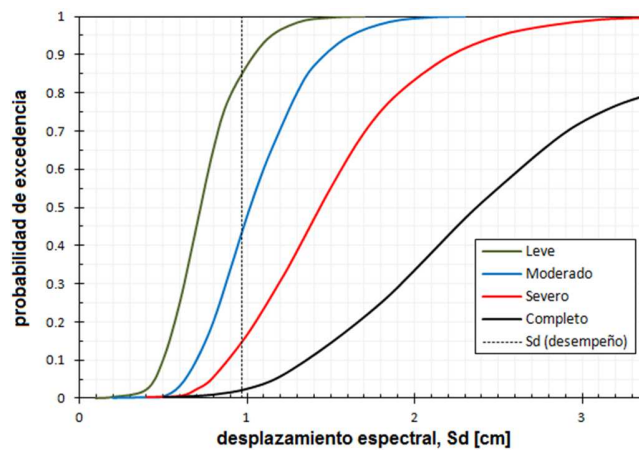


Figura 7.24 Curvas de fragilidad de la variante básica PC (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección longitudinal)

7.4 Discusión de resultados y conclusiones

Las Tablas 7.3 a 7.6 resumen los resultados de desempeño de las variantes PC, PCR y PR ante el escenario sísmico probabilista definido en el proyecto RISK-UE (Irizarry et al. 2003) para el Eixample-Barcelona bajo la forma analítica propuesta por Lagomarsino et al. (2002). El sufijo *transv.* (PC-transv.) se refiere al caso de carga lateral paralela a la dirección transversal/corta de la variante en cuestión, en tanto que *long.*, al caso de carga lateral paralela a la dirección longitudinal/larga. Las Tablas 7.3 y 7.5 recogen las demandas máximas de desplazamiento/puntos de capacidad por demanda (S_{dp}) y los índices de daño globales obtenidas

con la aplicación de los MEC: ATC 40 y FEMA 440. A efectos comparativos, los índices de daño globales se obtuvieron usando curvas de fragilidad y formulaciones comunes, las utilizadas en primera instancia, con la aplicación del MEC-ATC 40. Las Tablas 7.4 y 7.6 presentan los errores relativos en las estimaciones de los puntos de capacidad por demanda usando el ATC 40, S_{dp} -ATC 40, asumiendo como mejores aproximaciones las estimaciones S_{dp} -FEMA 440. Bajo el escenario sísmico probabilista, no se verificó (tanteo preliminar de cruce de espectro de espectros de capacidad y de demanda en el rango elástico), en los casos estudiados desempeño en el rango elástico. Así, en aquellos casos donde figuran guiones significa que se verificaron problemas de convergencia en la aplicación particular, circunstancia posible, de la que han dado cuenta varios estudios (ATC 40 1996; Chopra y Goel 1999a,b; Gencturk y Elnashai 2008).

Tabla 7.3 Puntos de desempeño e índices de daño global obtenidos con ATC 40 y con FEMA 440 (carga lateral paralela a la dirección transversal)

Edificio-dir	ATC 40 (comp. tipo A)		ATC 40 (comp. tipo B)		ATC 40 (comp. tipo C)		FEMA 440 (histéresis bilineal)	
	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)
PC-transv.	—	—	1.048	29.73	1.131	34.70	1.125	33.20
PCR-transv.	1.035	18.81	1.087	21.82	1.155	26.09	1.145	25.17
PR-transv.	—	—	—	—	1.173	17.07	1.165	15.72

Tabla 7.4 Errores relativos en estimación de demandas máximas de desplazamiento con ATC 40 (carga lateral paralela a la dirección transversal)

Edificio-dir	ATC 40 (comp. tipo A)	ATC 40 (comp. tipo B)	ATC 40 (comp. tipo C)
PC-transv.	—	-8%	0%
PCR-transv.	-10%	-5%	0%
PR-transv.	—	—	0%

Tabla 7.5 Puntos de desempeño e índices de daño global obtenidos con ATC 40 y con FEMA 440 (carga lateral paralela a la dirección longitudinal)

Edificio-dir	ATC 40 (comp. tipo A)		ATC 40 (comp. tipo B)		ATC 40 (comp. tipo C)		FEMA 440 (histéresis bilineal)	
	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)	S_{dp} (cm)	DI (%)
PC-long.	0.863	27.14	0.905	30.37	0.960	35.06	0.967	36.16
PCR-long.	0.875	21.65	0.910	24.58	0.975	28.88	0.976	29.98
PR-long.	—	—	0.909	17.09	0.969	19.90	0.978	21.15

Tabla 7.6 Errores relativos en estimación de demandas máximas de desplazamiento con ATC 40 (carga lateral paralela a la dirección longitudinal)

Edificio-dir	ATC 40 (comp. tipo A)	ATC 40 (comp. tipo B)	ATC 40 (comp. tipo C)
PC-long.	-12%	-6%	0%
PCR-long.	-10%	-7%	0%
PR-long.	—	-7%	0%

Efecto de la rigidización del sistema de piso en el grado de daño esperado

Bajo la metodología asumida, el efecto que la rigidización del sistema de piso tiene sobre el desempeño del EP se analiza en términos del grado de daño esperado, concretamente, de los índices de daño derivados del uso del FEMA 440. Así, las Tablas 7.3 y 7.5 muestran que por cada nivel de rigidización el índice de daño disminuye entre un 5% y 10%, a partir de un daño en la variante básica PC en el entorno del 35%. Teniendo en cuenta que la demanda sísmica es de baja a moderada (PGA's de 0.141g y de 0.194g para los escenarios determinista y probabilista, respectivamente), los daños esperados en el EP (variante PC: básica/sin rigidizar) resultaron, principalmente, de tipo leve (Tablas 7.3 y 7.5; Figs. 7.13 y 7.17). La rigidización del sistema de piso (sub-variantes PCR y PR en relación con la variante básica PC) provocó una mejora en el desempeño, reflejada en la migración a un grado de daño esperado entre nulo y leve (Fig. 7.25).

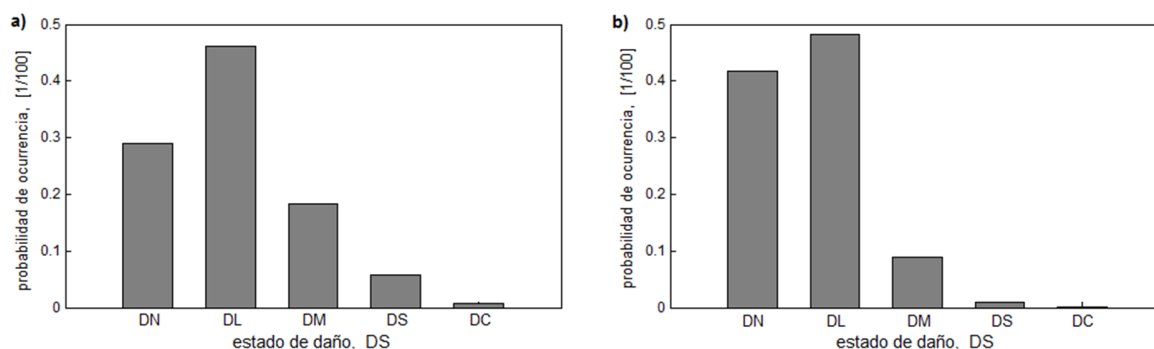


Figura 7.25 Estados de daño esperados ante el escenario sísmico probabilista con formulación analítica de Lagomarsino et al. (2002), establecido en el proyecto RISK-UE (Irizarry et al. 2003); punto de desempeño obtenido con FEMA 440; carga lateral según dirección transversal: a) variante rigidizada PCR; b) variante con piso rígido PR

Comparación de resultados de desempeño obtenidos usando ATC 40 y FEMA 440

El FEMA 440 caracteriza en términos mucho más precisos que el ATC 40 el comportamiento histerético global de un edificio bajo análisis, y esto dificulta el establecimiento de comparaciones. No obstante, un análisis comparativo fiable puede hacerse en el caso del tipo de comportamiento histerético bilineal sin degradación del FEMA 440, ya que es equiparable al comportamiento estructural tipo “A” del ATC 40 (ciclos de histéresis estables, que remiten a un mismo valor de amortiguamiento histerético). En tal sentido, y dando por sentado que el FEMA 440 es una versión mejorada del ATC 40, las Tablas 7.3 y 7.5 (columnas ATC 40 – comportamiento tipo “A” y FEMA 440 – histéresis bilineal) muestran, en los casos de S_d efectivamente evaluados, que el ATC 40 subestima las demandas máximas de desplazamiento/puntos de capacidad por demanda en porcentajes del 10% - 12%.

A este respecto, es pertinente señalar uno de los resultados de Pinho et al. (2013), basado en la evaluación de 16 edificios de diversas tipologías y comportamientos histeréticos; concretamente: que el ATC 40, en relación con el FEMA 440, subestima en alrededor del 50% las demandas de desplazamiento para intensidades sísmicas de bajas a moderadas. Al contrastarlo con el obtenido aquí (subestimaciones del 10% - 12%), la mayor subestimación en el caso en Pinho et al. (2013) se explica por la consideración de edificios con diversos comportamientos estructurales, de los cuales la mayoría (10) exhibieron histéresis alejadas del tipo “A” ó bilineal sin degradación. En términos de los parámetros lineales equivalentes del FEMA 440, T_{eff} y β_{eff} (concebidos para corregir los correspondientes del ATC 40), la causa del error de subestimación del 10% - 12% obedecería a la equiparación implícita que hace el ATC 40 del período efectivo con el período secante, asunción ya cuestionada por Fajfar (1999).

Las Tablas 7.3 a 7.6 muestran que las subestimaciones del 10% - 12% en la estimación de la demanda máxima de desplazamiento, conllevan subestimaciones en los índices de daño global en un rango del 5% - 10%. De este modo, podría concluirse que el ATC 40 evalúa el desempeño sísmico de las variantes estudiadas con suficiente grado de aproximación. Esta conclusión debe condicionarse al caso de edificios altos de MNR del Eixample-Barcelona ante un escenario sísmico determinado por una amenaza sísmica de leve a moderada (Irizarry et al. 2003; Lagomarsino et al. 2002).

Dado que el comportamiento histerético de los edificios de MNR exhibe tanto degradación de rigidez como de resistencia a medida que los ciclos de histéresis progresan en el rango no lineal (Figura 7.10), debe esperarse que el ATC 40 subestime en mayor grado las demandas de desplazamiento en aquellos casos de incursión importante en el rango no lineal.

Además, del examen de las Tablas 7.3 a 7.6, es importante señalar que, teniendo como referencia las demandas máximas de desplazamiento obtenidas con el FEMA 440, aquellas obtenidas con el ATC 40 mejoraron su aproximación con la asignación a las variantes de estudio de comportamientos tipo “B” ó tipo “C”. Concretamente, los errores relativos se redujeron del 10% -12% (asumiendo comportamiento tipo “A”) a errores en el entorno del 6% (asumiendo

comportamiento tipo “B”), y a errores menores al 0.5% (asumiendo comportamiento tipo “C”). Esto significa que en el contexto del uso del ATC 40, la adopción de comportamiento “C” (esto es, $\kappa = 1/3$) corrige el error de equiparar el período secante con el efectivo. Esta corrección en el uso del ATC 40, hay que precisar, se produciría en aquellos casos en que las actualizaciones de las representaciones bilineales se correspondan con modelos histeréticos bilineales sin degradación (de rigidez o resistencia).

Comparación de los resultados de desempeño con los obtenidos en estudios recientes

A partir del proyecto RISK-UE (Roca 2004), se han realizado varios estudios de evaluación de desempeño sísmico de edificios de MNR típicos de Barcelona. Entre ellos, de especial interés para este trabajo, los de Bonnet et al. (2004), Avila et al. (2012), González-Drigo et al. (2015) y Moreno (2006), centrados en edificios altos (6 o más pisos) del Eixample. No obstante, y pese a la proximidad de sus relaciones de aspecto en planta, existen una serie de diferencias que han de señalarse. La más relevante es que el edificio-prototipo, estudiado aquí, posee continuidad vertical en todas sus paredes, característica más propia de edificios de la primera época del Eixample (1860 – 1880). Los edificios en los estudios señalados pertenecen a una época del crecimiento de Barcelona con la tecnología del acero más consolidada: en éstos, las paredes interiores de los pisos superiores descargan sobre sistemas aporticados de acero ubicados a nivel de la planta baja o de las dos primeras plantas. Por otra parte, los escenarios sísmicos y los métodos de estimación de la demanda máxima de desplazamiento (punto de capacidad por demanda) de este trabajo sólo son parcialmente compartidos por los trabajos citados.

El daño global estimado en las variantes de EP consideradas aquí fue menor que el estimado en los edificios de los trabajos referidos. El daño predicho en este trabajo es, fundamentalmente, de tipo leve, mientras que el estimado en los otros estudios es de tipo moderado ó entre moderado y severo. Dejando de lado las diferencias menores en detalles tipológicos (v.g. número de pisos, organización de paredes en planta), este mayor daño se explica, en buena medida y para varios casos, por la forma analítica elegida para definir, en términos de espectro elástico, la demanda sísmica. A partir del proyecto RISK-UE, los estudios de evaluación de desempeño sísmico de los edificios de Barcelona han utilizado para definir el escenario sísmico, en general, una de las dos formas analíticas establecidas en Irizarry et al. (2003). A título ilustrativo, en la Figura 6.34 puede apreciarse cómo la elección de una u otra forma analítica para el escenario determinista incide en la evaluación del desempeño sísmico, implicando en el caso de uso de la formulación basada en Lagomarsino et al. (2002), inexistencia de daño. Precisamente, esto explicaría, en buena medida, que mientras los índices de daño global evaluados aquí (con FEMA 440) para las variantes PC y PCR se encuentran en un rango entre 25% y 40%, los evaluados en Avila et al. 2012 y González-Drigo et al. 2015 se ubicaron en un rango entre 45% y 60%.

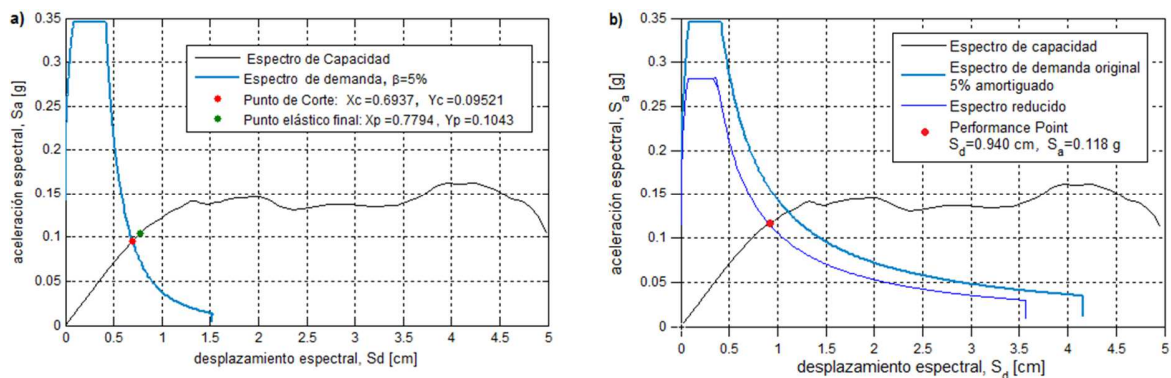


Figura 7.26 Obtención del punto de desempeño de variante básica PC bajo escenario sísmico determinista establecido en RISK-UE (carga lateral según dirección transversal): a) Formulación analítica basada en Lagomarsino et al. (2002); b) Formulación analítica basada en el Eurocódigo 8 (CEN 2004)

Por otra parte, es pertinente una discusión de resultados con el estudio de Bonnet et al. (2004), en el que se evalúa, usando el método N2, el desempeño sísmico de un edificio de MNR de 6 pisos del Eixample. En primer lugar, a la luz de las curvas *pushover* obtenidas en este trabajo y de las reportadas en los estudios referidos, es razonable pensar que la curva *pushover* según la dirección transversal obtenida por Bonnet et al. (2004) subestima la capacidad de desplazamiento, esperable, más bien, en un rango de 4 – 5cm. Esto se debería a una sobrestimación de la rigidez del sistema de piso, y explicaría que su curva *pushover* se parezca más a las curvas de las variantes rigidizadas PCR y PMR que a las de las básicas (sin rigidizar) PC y PM de este trabajo (Fig. 7.27).

En segundo término (asumiendo lo señalado arriba), al comparar los gráficos de la Figura 7.27, cabe advertir, que si bien los puntos de desempeño están muy próximos, los estados de daño esperables difieren de modo importante: en el caso del estudio de Bonnet et al. (2004), entre moderados y severos, mientras que en el caso de la variante PCR, fundamentalmente leves. Teniendo en cuenta 1) la similitud en términos de rigidez elástica que exhiben las curvas *pushover* (Fig. 7.27), 2) el uso de los mismos criterios de estimación del daño, una vez establecido el punto de desempeño, y 3) que el método N2 tiende a subestimar la demanda máxima de desplazamiento (y por tanto, el daño esperado) frente al FEMA 440 (Pinho et al. 2013), el mayor daño esperado en el edificio de Bonnet et al. residiría en su menor capacidad de cortante en la base, derivada de la discontinuidad vertical de las paredes interiores en las plantas inferiores.

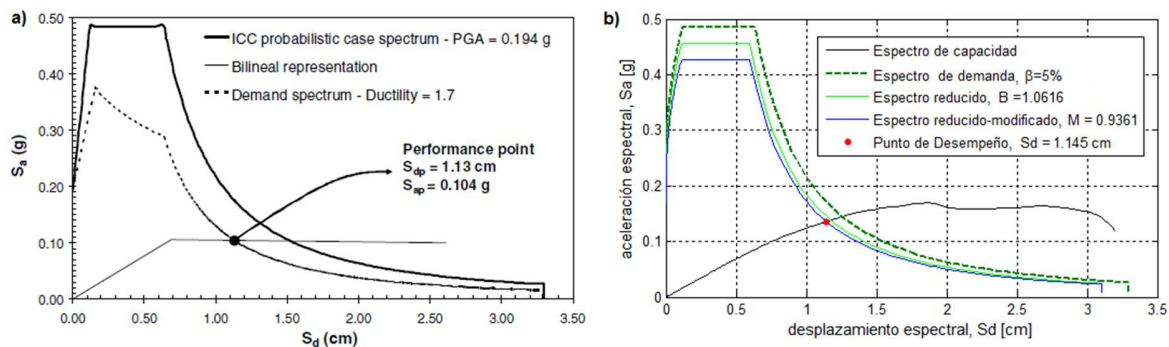


Figura 7.27 Obtención del punto de desempeño en edificios de MNR de 6 pisos (Eixample-Barcelona) ante el escenario sísmico probabilista establecido en RISK-UE, con formulación basada en Lagomarsino et al. (2002); carga lateral según dirección transversal: a) Bonnet et al. (2004); b) variante rigidizada PCR (uso de procedimiento B del FEMA 440)

8. CONCLUSIONES GENERALES, LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN Y RECOMENDACIONES

8.1 Síntesis y conclusiones generales

8.1.1 Lineamientos teóricos y construcción de un modelo para análisis estático no lineal de edificios de mampostería no reforzada

Los programas de análisis estructural que incorporan diferentes tipos de análisis sísmico están orientados a las construcciones nuevas, especialmente de concreto reforzado o de acero. En comparación, la evaluación sísmica de los edificios de MNR existentes entrañaría mayor complejidad debido a la mayor variabilidad tipológica y al reducido conjunto de programas especializados en estructuras de MNR. Aunque han existido varios esfuerzos dirigidos hacia la propuesta de modelos, el grueso de estas propuestas se quedan en el nivel 2D (paredes con aberturas). En este contexto, resulta pertinente el desarrollo de modelos 3D que abarquen un campo amplio de aplicabilidad y sean susceptibles de incorporar mejoras.

El modelo 3D que se plantea en este trabajo, concebido para análisis estático no lineal, asume como premisa básica un modo de falla global regido por mecanismos de falla en el plano de las paredes. En términos de tipo de modelo, se inscribe dentro de la aproximación de pórtico equivalente, con un nivel de discretización que responde al conocido esquema de macro-elemento.

El modelo propuesto se concibió como la integración de dos sistemas: un sistema ortogonal de pórticos y el sistema de piso. El pórtico equivalente consistió en la ensambladura de macro-elementos verticales (pilares) y horizontales (vigas-dintel) mediante vínculos rígidos. El sistema de piso, representativo de pisos unidireccionales, típicos de los edificios de MNR, consistió en la agregación de macro-elementos panel, cuyo comportamiento (a nivel de macro-elemento) se asumió como de corte simple. Esta asunción lleva implícita la no consideración de su deformación por flexión, lo cual es coherente con la premisa de modo de falla global asumida y justificable en este trabajo por dos circunstancias: 1) los vanos de piso, en general, no tienen relaciones de aspecto alejadas de la unidad y 2) la inexistencia de vigas de atado perimetral como apoyo de los sistemas de piso.

Todos los macro-elementos se concibieron como sistemas de resortes; en el caso de los macro-elementos pilar y viga-dintel, para capturar modos de falla por flexión y por corte, y en el caso del macro-elemento de piso, para considerar la rigidez a corte diferenciada de los vanos de piso según la dirección de la carga lateral (comportamiento ortótropo). El modelo de pórtico equivalente basado en macro-elementos no lineales (pilar y viga-dintel) tipo resorte se

implementó como adaptación de un modelo validado y recogido en la literatura. El modelo de sistema de piso se desarrolló a partir del comportamiento a corte simple de un panel de piso, y derivó, producto del ensamble pórticos-piso y la segmentación de los resortes de borde de panel (intersecciones con los ejes de pilares), en sistemas en paralelo de resortes de corte. El modelo integral de sistema de piso toma en cuenta la falta de continuidad de los paneles de piso en sus bordes adyacentes y, además, puede incorporar fácilmente métodos de rigidización del piso mediante la aplicación de factores de rigidización.

La definición del modelo 3D obedeció a una estrategia de validaciones por etapas. En primer término, se modelizó y validó el modelo 2D de pórtico equivalente, luego, un módulo 3D sencillo de 2 pisos y un vano y, finalmente, un edificio de MNR de 6 pisos. La herramienta de desarrollo e implementación del modelo fue el código Ruaumoko (Ruaumoko-2D y Ruaumoko-3D). La validación del modelo de pórtico equivalente se realizó en base de resultados experimentales y de simulación (análisis *pushover*). En cambio, el marco de referencia para la validación en 3D, tanto del módulo sencillo (considerando el modelo básico de panel de piso) como del edificio de 6 plantas (considerando el modelo integral de sistema de piso), fue la simulación mediante análisis *pushover* del programa Tremuri.

El edificio de MNR de 6 plantas asumido para probar el modelo 3D integral representa a una sub-tipología de edificio de MNR propia de la primera época del Eixample-Barcelona (1860 – 1880), con la particularidad tipológica de exhibir continuidad vertical de sus paredes interiores. En lugar de partir de un edificio existente, se prefirió establecer un edificio-prototipo con geometría y dimensiones típicas de la subtipología asumida, con dos variantes básicas en función del tipo de sistema de piso: 1) con piso de vigueta metálica y arco de rasilla (ó Piso Compuesto: PC), y 2) con piso de envigado de madera y entablado (PM). La variante básica PC se utilizó para la validación y calibración del modelo 3D del edificio-prototipo. La calibración se centró en los parámetros asociados al grado de restricción a la rotación (o condición de borde) de las columnas: 1) el factor ψ de condición de borde de los pilares, que interviene en la relación de corte α_v (formulaciones de resistencia a los modos de falla por corte de los pilares), y 2) la rigidez lateral de las columnas. La calibración se logró bajo una condición de restricción a la rotación intermedia, esto es: $\psi = 0.75$; y rigidez lateral de los pilares media entre las dos condiciones límite (cantiléver y totalmente restringido). Esta condición de restricción intermedia puede asumirse como la condición intermedia entre las condiciones límite de pilar fuerte – viga-dintel débil y de pilar débil – viga-dintel fuerte.

Teniendo en cuenta que el edificio-prototipo se construyó capturando las características más frecuentes de los edificios de la primera época del Eixample (1860 – 1880), el resultado de la calibración es importante, ya que categoriza a tal población de edificios como de comportamiento sísmico intermedio entre las dos condiciones límite señaladas arriba. Tal comportamiento, desde el punto de vista histerético, y en el ámbito de los edificios de MNR, es el mejor ya que implica los ciclos de histéresis con mayor disipación de energía. Esta característica, en el contexto de la evaluación del desempeño sísmico mediante métodos de

espectros de capacidad (ATC 40 y FEMA 440), constituye la base para decidir los términos en que ha de efectuarse la reducción espectral por amortiguamiento histerético.

8.1.2 Efectos de la rigidización del sistema de piso sobre el comportamiento sísmico del edificio-prototipo

Una de las intervenciones estructurales más utilizadas con fines de reducción de vulnerabilidad (siempre que la torsión en planta no represente un problema serio) es la rigidización del sistema de piso. Así pues, uno de los objetivos fundamentales de este trabajo fue estudiar su influencia sobre el comportamiento sísmico global del edificio-prototipo. A tal fin, se decidió basar el estudio en métodos de rigidización convencionales para las dos variantes básicas.

A partir de análisis *pushover* preliminares sobre las dos variantes básicas PC (Piso Compuesto: vigueta metálica y arco de rasilla) y PM (Piso Mixto: de envigado de madera y entablado y de vigueta metálica y arco de rasilla) y seis subvariantes rigidizadas (que incluyeron la variante de piso rígido), se definieron finalmente cinco variantes de estudio: PC, PM, PCR, PMR y PR (PCR y PMR: subvariantes rigidizadas seleccionadas; PR: piso rígido). El descarte de tres de las subvariantes rigidizadas se debió a la gran proximidad que presentaron las curvas *pushover* PCR1 y PCR2, asociadas a la variante básica PC, y las curvas PMR1 y PMR2, asociadas a la variante básica PM. La curva PMR3 (entablado simple rigidizado con plásticos reforzados con fibra de carbono en pisos superiores, y vigueta metálica y arco de rasilla con arriostramiento diagonal en los dos primeros pisos), en cambio, resultó próxima a la curva asociada al piso rígido.

Los factores de rigidización para las subvariantes rigidizadas PCR1, PCR2, PMR1, PMR2 variaron entre 2 y 5, en tanto que el correspondiente a PMR3 fue de 40. Estos análisis preliminares mostraron que los cambios que se verificaron en las características de las curvas *pushover* de las variantes básicas PC y PM al rigidizar sus pisos fueron significativos, no así entre las curvas *pushover* de las subvariantes rigidizadas (excepto PMR3), en donde los cambios observados fueron pequeños. De este modo, es patente la mayor sensibilidad de las curvas *pushover* a la variación de las rigideces de corte de los pisos en el rango bajo de las rigideces de corte (factores de rigidización entre 1 y 2.5, a partir de pisos flexibles). Esta sensibilidad disminuye dramáticamente en el rango alto de rigideces de corte (pisos con factores de rigidización mayores a 40). En el rango medio (pisos con factores de rigidización entre 2.5 y 40), variaciones de los factores de rigidización entre 2.5 y 5 son poco significativas, de ahí el descarte de algunas subvariantes. Y por esta misma razón, en el apartado de desempeño se optó por reducir aún más el ámbito de estudio: concretamente, a las variantes PC, PCR y PR. Por último, es relevante observar que (con geometría y materiales establecidos en base del estudio de documentación), el peso de los sistemas de piso, tanto de las variantes básicas como de las subvariantes rigidizadas, se fijó en 350 kg/m², de modo que las conclusiones y decisiones anteriores rigen bajo esta condición de invariabilidad.

Bajo las consideraciones y los lineamientos establecidos anteriormente, el estudio del efecto de la rigidización del sistema de piso sobre el comportamiento sísmico global del edificio-prototipo, se desglosó en tres ámbitos: 1) comportamiento dinámico, 2) curva de capacidad y 3) desempeño sísmico. En relación con el primero, son destacables los siguientes resultados: 1) el primer modo de vibración traslacional según la dirección transversal constituyó el primer modo de vibración para todas las variantes; 2) la participación de los primeros modos de vibración traslacionales (según las dos direcciones ortogonales), para todas las variantes consideradas, es claramente predominante; 3) la participación del primer modo torsional es muy pequeña (porcentaje menor al 5%). Por otra parte, en cuanto a los porcentajes de participación de masa modal, la mayor rigidez del sistema de piso conlleva mayores porcentajes de participación. Esta situación es particularmente evidente en el caso del piso rígido, en donde la participación de los tres primeros modos supone el 95% de la masa total.

En lo tocante a la influencia de la rigidez del sistema de piso sobre las curvas *pushover*, cabe señalar, en primer lugar, la mayor sensibilidad a la variación de dicha rigidez que muestra el edificio-prototipo en la dirección transversal. Esto se desprende del hecho de que frente a una carga lateral en la dirección transversal existen, en comparación con la dirección longitudinal, más vanos implicados. Por otra parte, dos efectos de la rigidización del sistema de piso son destacables: 1) aumento de la capacidad máxima de cortante basal (alrededor de 12%, al comparar curvas de capacidad bilinealizadas) y 2) disminución del desplazamiento global asociado al inicio de la degradación (del 50%, aproximadamente). Estos dos efectos se presentaron tanto en la curva de la variante PC como en la correspondiente a la variante PM. El incremento en la capacidad de cortante en la base se debe a que en las subvariantes con pisos rigidizados se verifica una mejor transferencia de corte entre paredes. La importante capacidad de desplazamiento de las variantes no rigidizadas en la dirección transversal obedece al comportamiento más independiente de las paredes transversales. Claramente, a medida que el sistema de piso se rigidiza, el comportamiento de las paredes transversales se vuelve más conjunto, suponiendo un campo de desplazamientos más homogéneo.

Por último, el efecto que la rigidización del sistema de piso tiene sobre el desempeño del edificio-prototipo se analizó en términos del nivel de daño esperado. Los índices de daño se evaluaron aplicando el método de nivel II del RISK-UE, a partir de desplazamientos de desempeño estimados utilizando el método B (MADRS) del FEMA 440. Teniendo en cuenta que la demanda sísmica para el distrito del Eixample-Barcelona, es de baja a moderada (PGA's de 0.141g y de 0.194g para los escenarios determinista y probabilista, respectivamente), los daños esperados en el edificio-prototipo (variante PC: básica/sin rigidizar) resultaron, principalmente, de tipo leve. La rigidización del sistema de piso provocó una mejora en el desempeño, reflejada en la migración a un grado de daño esperado entre nulo y leve.

8.1.3 Resultados de desempeño obtenidos usando ATC 40 y FEMA 440

El FEMA 440 caracteriza en términos mucho más precisos que el ATC 40 el comportamiento histerético global de un edificio bajo análisis. La literatura existente da cuenta de su buena calidad predictiva de demandas máximas de desplazamiento a niveles bajos – moderados de intensidad sísmica, que es el caso del distrito del Eixample-Barcelona. Así pues, dando por sentado que el FEMA 440 es una versión mejorada del ATC 40, los resultados de desempeño mostraron que el ATC 40 subestima las demandas máximas de desplazamiento en porcentajes del 10% - 12%. En términos de los parámetros lineales equivalentes del FEMA 440, T_{eff} y β_{eff} (concebidos para corregir los correspondientes del ATC 40), la causa del error de subestimación del 10% - 12% se debería a la equiparación implícita que hace el ATC 40 del período efectivo con el período secante.

Las subestimaciones del 10% - 12% en la demanda máxima de desplazamiento conllevan subestimaciones en los índices de daño global que caen en un rango del 5% - 10%, con lo cual podría concluirse que el ATC 40 evalúa el desempeño sísmico de las variantes estudiadas con suficiente grado de aproximación. No obstante, esta conclusión debe condicionarse al caso de edificios altos de MNR del Eixample-Barcelona ante un escenario sísmico plausible (amenaza sísmica de bajo a moderada). Debe esperarse que el ATC 40 subestime en mayor grado las demandas de desplazamiento en aquellos casos en que la amenaza sísmica suponga, en términos de desempeño, una importante incursión en el rango no lineal.

Por último, al comparar las demandas máximas de desplazamiento obtenidas con el FEMA 440 con las obtenidas con el ATC 40, se verificó que el error prácticamente se anula al adoptar en este último un comportamiento tipo “C” (esto es, $\kappa = 1/3$). Esta adopción corrige el error del ATC 40 de equiparar el período secante con el efectivo. No obstante, sólo se verificaría tal corrección en aquellos casos en que las actualizaciones de las representaciones bilineales se correspondan con modelos histeréticos bilineales sin degradación (de rigidez y/o de resistencia).

8.1.4 Comparación de los resultados de desempeño con los obtenidos en estudios recientes

A partir del proyecto RISK-UE, se han realizado varios estudios de evaluación de desempeño sísmico de edificios altos (6 o más pisos) de MNR típicos del distrito del Eixample-Barcelona (Bonnet et al. 2004; Avila et al. 2012; González-Drigo et al. 2015; Moreno 2006). En el aspecto tipológico, el edificio-prototipo estudiado posee una característica que le singulariza: la continuidad vertical en todas sus paredes. Dicha característica es más propia de edificios de la primera época del Eixample (1860–1880). En cambio, los edificios en los estudios señalados pertenecen a una época del crecimiento de Barcelona con la tecnología del acero más

consolidada: en éstos, las paredes interiores de los pisos superiores descargan sobre sistemas aporticados de acero ubicados a nivel de la planta baja o de las dos primeras plantas. Por otra parte, los escenarios sísmicos y los métodos de estimación de la demanda máxima de desplazamiento (punto de desempeño) de este trabajo sólo son parcialmente compartidos por los trabajos citados.

Bajo las consideraciones señaladas, el daño global estimado en las variantes de edificio-prototipo definidas aquí fue menor que el estimado en los edificios de los trabajos referidos. El daño predicho en este trabajo es, fundamentalmente, de tipo leve, mientras que el estimado en los otros estudios es de tipo moderado ó entre moderado y severo. Dejando de lado las diferencias menores en detalles tipológicos (v.g. número de pisos, organización de paredes en planta), este mayor daño se explica en buena medida, y para casi todos los casos, por la forma analítica elegida para definir, en términos de espectro elástico, la demanda sísmica.

8.2 Líneas futuras de investigación y recomendaciones

8.2.1 Necesidad de ensayos experimentales

- En el marco de la evaluación de desempeño sísmico mediante aplicación de los Métodos de Espectro de Capacidad (v.g. ATC 40 y FEMA 440), la adopción de las capacidades de deformación de los miembros es crucial. En el ámbito de los edificios existentes de MNR, hace falta precisar aún más la capacidad de deformación de los pilares. A partir de una mayor base de datos de resultados experimentales, se debe procurar una mejor definición de los rangos para los *drifts* demarcatorios de los diagramas fuerza-desplazamiento. A tal propósito, deberían plantearse dos estrategias: 1) una caracterización y clasificación más precisa del tipo de mampostería que conforma los pilares sujetos a ensayo, y 2) una mayor discriminación de los resultados obtenidos, atendiendo a los modos de falla (diferenciando, por ejemplo, entre el agrietamiento diagonal directo y el escalonado).
- En general, los edificios existentes de mampostería no reforzada cuentan con pisos flexibles. Una mayor sensibilidad en términos de capacidad de desplazamiento de la curva *pushover* está asociada a la mayor flexibilidad del sistema de piso. Por ello, en especial para pisos de muy flexibles a flexibles, debería contarse con estimaciones fiables de sus rigideces de corte. No obstante, para el caso del piso de vigueta metálica y arco de rasilla, presente en varias ciudades del mundo y típico de los edificios del distrito del Eixample-Barcelona, existen aún muy pocos estudios (centrados, básicamente, en edificios típicos de algunas ciudades de Irán). Por tanto, hacen falta campañas experimentales que tomen en cuenta las especificidades que adopta este tipo de piso en las diferentes ciudades europeas.

8.2.2 Estudios que comprenden análisis dinámicos no lineales

- A partir del modelo propuesto aquí para análisis estático no lineal, se pueden probar modelos histeréticos para los macro-elementos pilar, viga-dintel y panel de piso, con el fin de realizar análisis dinámicos no lineales. En este sentido, el programa Ruaumoko constituye una herramienta útil, ya que incluye el *pushover* cíclico entre sus tipos de análisis y, además, posee un catálogo amplio de modelos histeréticos.
- En relación con la evaluación del desempeño sísmico de los edificios de MNR bajo la aplicación del FEMA 440, la caracterización del modelo histerético global del edificio estudiado constituye un insumo básico para el proceso de reducción espectral. Es conocido, además, que el modelo histerético global de un edificio de MNR depende en gran medida del grado de restricción contra rotación que imponen las vigas-dintel a los pilares, y que categoriza a los edificios en: a) de pilar fuerte – viga-dintel débil, b) de pilar débil – viga-dintel fuerte, y c) condición de restricción intermedia. Así, es relevante plantearse el objetivo de caracterizar (mediante *sets* de análisis dinámicos no lineales) el patrón de modelo histerético esperado para estas sub-tipologías. Tal caracterización debería apuntar, según lo requiere el FEMA 440, al establecimiento de las ductilidades asociadas al inicio de la degradación de rigidez y al inicio de la degradación de resistencia.

8.2.3 Estudios a partir del modelo propuesto y de aspectos de modelización relacionados al sistema de piso

- El modelo para análisis estático no lineal propuesto en este trabajo se orientó hacia la estimación de respuestas sísmicas globales, con miras a la evaluación del desempeño sísmico global mediante la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (en sus versiones ATC 40 y FEMA 440). No obstante, el modelo admite la posibilidad de un estudio más pormenorizado de la respuesta sísmica de los edificios de MNR y, por tanto, una evaluación de desempeño sísmico global bajo metodologías que suponen la estimación de desempeños sísmicos locales (a nivel de macro-elemento y/o subestructura tipo pared).
- El modelo propuesto captura mejor el daño en los pilares que en las vigas-dintel. Dos factores contribuirían a ello: la asunción de la carga axial igual a cero en la evaluación de la capacidad de resistencia de las vigas-dintel y la simulación de la interacción entre macro-elementos mediante vínculos rígidos. Este último factor limitante, propio de la aproximación de pórtico equivalente, puede remediarse con un modelo bi-dimensional más avanzado, que considere la interacción entre macro-elementos (modelización de vínculos entre macro-elementos).
- En relación con la modelización de los sistemas unidireccionales de piso es relevante establecer, a partir de su patrón de deformada a nivel de vano, si la deformabilidad por corte

es predominante sobre la de flexión o viceversa. El modelo del sistema de piso a escala de vano está supeditado fundamentalmente a esta determinación. En tal sentido, la investigación existente es insuficiente todavía. En lo que concierne a los edificios de MNR, la que se lleve a cabo debería plantearse como objetivo asociar la predominancia de un tipo u otro de deformabilidad a nivel de panel de piso a condiciones tipológicas y geométricas fácilmente determinables. Por otro lado, en caso de una deformabilidad de panel de piso predominantemente de flexión, hacen falta más estudios que aborden el problema del grado de conexión entre paredes y sistema de piso: concretamente, su influencia en la activación de mecanismos de falla fuera del plano.

- Es conocido que en edificios de MNR con pisos de flexibles a muy flexibles la distribución de la carga lateral entre las paredes tiende a ser proporcional al área tributaria de cada una de ellas, originando la tendencia a un comportamiento independiente de dichas paredes. Para este tipo de comportamiento global, que dista del comportamiento conjunto (tipo caja) de las paredes, la estimación del daño esperado debería utilizar no una curva *pushover* global sino las curvas *pushover* individuales de las sub-estructuras pared. Precisamente, el proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino y Cattari 2015), en el marco de una estrategia multi-escala de evaluación de desempeño sísmico, plantea dos vías de evaluación de desempeño sísmico a partir de la obtención de curvas de capacidad individuales. Es relevante, entonces, plantearse en torno al sistema de piso, el establecimiento de un valor frontera de rigidez de corte por debajo del cual es asumible (con lo que ello implica) un funcionamiento independiente de las paredes.

8.2.4 Taxonomía de edificios de mampostería no reforzada y curvas de fragilidad

- Aunque la cantidad y la variabilidad tipológica de los edificios de MNR en Europa (y, en particular, en la región del Mediterráneo) es significativa, el número de estudios que se ocupan de esta tipología constructiva es claramente menor en relación con los estudios que se ocupan de los edificios de concreto reforzado o de los de acero. En lo relativo a las curvas/funciones de fragilidad de edificios de MNR, si bien a partir del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) se han realizado estudios orientados a refinarlas, hace falta un esfuerzo de armonización en tres aspectos: 1) tipos de medida de intensidad sísmica, 2) estados límite (umbrales de daño), y 3) tipología del edificio.
- En lo tocante al tercer aspecto, la taxonomía de edificios propuesta en el proyecto europeo SYNER-G (Pitilakis 2011; Pitilakis et al. 2013) representa el mejor esfuerzo. En comparación con la taxonomía del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), constituye una mejor base de partida para la construcción de curvas de fragilidad, ya que identifica un mayor número de parámetros que afectan el desempeño sísmico de las tipologías consideradas. Estos parámetros adicionales (v.g. regularidad de organización en

planta, regularidad en elevación, rigidez del sistema de piso) permiten categorizar de modo más preciso a los edificios y obtener curvas de fragilidad más representativas. No obstante, se considera demasiado gruesa, en relación con el parámetro de rigidez del sistema de piso, la subcategorización en piso flexible y piso rígido que propone SYNER-G (Pitilakis 2011; Pitilakis et al. 2013). Se recomienda, a partir de los resultados de este trabajo, incluir como categoría intermedia entre las dos señaladas, la de piso rigidizado.

- Asimismo, en relación con la descripción taxonómica que hace SYNER-G de los edificios de MNR, se recomienda incorporar el parámetro de grado de restricción a rotación impuesto por las vigas-dintel. De esta condición depende fuertemente el patrón de comportamiento histerético global del edificio. Su inclusión en la descripción taxonómica implicaría la derivación en tres sub-categorías: 1) pilar fuerte – viga-dintel débil, 2) pilar débil – viga-dintel fuerte, 3) condición intermedia. En este contexto, los resultados de este trabajo se refieren a edificios de MNR altos, regulares en planta y en elevación, de condición de restricción a los pilares intermedia y, finalmente, con sistemas de piso 1) flexible, 2) rigidizado y 3) rígido.

REFERENCIAS

Abbas N, Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S, Rossi M, Corradini R, Marghella G, Piovanello V (2010) Classification of the cultural heritage assets, description of the target performances and identification of damage measures. In: Deliverable D4, WP N°1, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2010. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/

Abrams D (1992) Strength and behavior of unreinforced masonry elements. In: Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992, edited by A. Bernal, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3475-3480

Abrams D P, Magenes G (2004) Seismic Design and Assessment of Masonry Structures. In: Lecture notes on the course titled *Seismic Design and Assessment of Masonry Structures*, ROSE School, University of Pavia, Italy, 6 Oct – 4 Nov 2004

Abrams D, Shah N (1992) Cyclic testing of unreinforced masonry walls. Technical Report ACTC 92-26-10, Advanced Construction Technology Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, USA

Addesi D, Sacco E (2012) A multi-scale enriched model for the analysis of masonry panels. *International Journal of Solids and Structures*, 49:865-880

Addesi D, Sacco E, Paolone A (2010) Cosserat model for periodic masonry deduced by nonlinear homogenization. *European Journal of Mechanics A/Solids* 29: 724-737

Ahmad N, Crowley H, Pinho R, Ali Q (2010) Derivation of Displacement-Based Fragility Functions for Masonry Buildings. In: Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, paper 327, Ohrid, Macedonia, August – 3 September, 2010

Ahmad N, Crowley H, Pinho R, Ali Q (2011) Frame-elements constitutive law for nonlinear static and dynamic analyses of masonry buildings. In: *Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction*, 899-904, 6th International Structural Engineering and Construction Conference, Zurich, Switzerland, 21-26 June 2011. doi: 10.3850/978-981-08-7920-4_S2-S63-cd

Amadio C, Rinaldin G, Macorini L (2011) An equivalent frame model for non linear analysis of unreinforced masonry buildings under in-plane cyclic loading. In: Proceedings of the 14th National Conference of Earthquake Engineering, Italian National Association of Earthquake Engineering, Polytechnic University of Bari, Bari, Italy, 18-22 Sept 2011

Ambraseys N, Simpson K, Bommer J (1996) Prediction of horizontal response spectra in Europe. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 25:375–400

Anthoine A, Magenes G, Magonette G (1995) Shear compression testing and analysis of brick masonry walls. In: Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, 1994, pp. 1657-1662

ASCE/SEI 41-06 (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA

ATC (1981) Guidelines for the Design of Horizontal Wood Diaphragms. Applied Technology Council, ATC 7, Washington, USA

ATC 40 (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Technical report. Applied Technology Council Redwood City, California

Augenti N, Parisi F (2008) Three-dimensional seismic analysis of masonry combined systems. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 Oct. 2008. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Avila J, González-Drigo R, Vargas Y, Pujades L, Barbat A (2012) Seismic performance of unreinforced masonry buildings: application to Barcelona, Spain. In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 Sept. 2012. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Barbat A, Pujades L, Lantada N (2006) Performance of Buildings Under Earthquake in Barcelona, Spain. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21:573-593

Barbat A, Pujades L, Lantada N, Moreno R (2008) Seismic damage evaluation in urban areas using a capacity spectrum based method: application to Barcelona. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, special issue: Urban earthquake hazard and damage assessment 28:851–865. doi:10.1016/j.soildyn.2009.12.014

Belmouden Y, Lestuzzi P (2010) A planar-frame model for non linear response of low-rise URM buildings. *The Masonry Society Journal* 28(1):37-52

Benedetti D, Carydis P, Pezzoli P (1998) Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 27(1):67–90

Benedetti D, Tomacevic M (1984) Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. In: *Ingegneria Sismica*, Vol. 1, N° 0, pp. 9-16. [en italiano]

Bermúdez A, Hurtado J, Barbat A H, Pujades L G (2012) Estimation of the risk amplification in steel buildings subject to seismic actions using Monte Carlo simulation. En: *Behavior of steel structures in seismic areas*, Stessa 2012, Mazzolani y Herrera (eds)

Betti M, Galano L, Vignoli A (2008) Seismic response of masonry plane walls: A numerical study on spandrel strength. In: Proceedings of the 2008 seismic engineering conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria earthquake, AIP conference proceedings, July 8–11, 2008. Reggio Calabria, Italy

Beyer K (2012) Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Eng Struct* 41:533-547

Beyer K, Dazio A (2012) Developing force-deformation characteristics of brick masonry spandrels in historic buildings. In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 Sept. 2012. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Beyer K, Mangalathu S (2013) Review of strength models for masonry spandrels. *Bull. Earthq. Eng.* 11:521-542

- Bhatt C, Bento R (2011) Extension of the CSM-FEMA 440 to plan-asymmetric real building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*
- Bhatt C, Bento R (2012) A comparison between American and European codes on the nonlinear static analysis of RC buildings. In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28 sept., 2012. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Bonett R (2003) Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios: Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona
- Bonnet R, Barbat A, Pujades L, Lagomarsino S, Penna A (2004) Performance assessment for unreinforced masonry buildings in low seismic hazard areas. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper 409, Vancouver, Canada, 1-6 August, 2004. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Borzi B, Pinho R, Crowley H (2008) Simplified Pushover analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures* 30:804-820
- Bosiljkov V, Kržan M (2012) Results of laboratory and in-situ tests on masonry properties and tables with mechanical parameters to be adopted in numerical modelling. In: *Deliverable D15, WP N°4, PERPETUATE Project (FP7)*, European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2012. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/
- Bosiljkov V, Page A, Bokan Bosiljkov V, Zarnic R (2003) Performance based studies on in-plane loaded unreinforced masonry walls. *Masonry International* 16(2):39-50
- Braga F, Liberatore D (1990) A finite element for the analysis of the response of masonry buildings. In: *Proceedings of the 5th North American Masonry conference*, pp. 201-212, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana
- Braga F, Liberatore D, Spera G (1997) A computer program for the seismic analysis of complex masonry buildings. In: *Proceedings of the 4th international symposium on computer methods in structural masonry*, Pratolino, Italy, 1997
- Branco J M, Cruz P J, Piazza M (2009) Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. *Construction and Building Materials* 23(1):400-410
- Branco J M, Kekeliak M, Lourenzo P (2014) In-plane stiffness of traditional timber floors strengthened with CLT. In: *Materials and Joints in Timber Structures*, 9:725-737
- Brencich A, Gambarotta L, Lagomarsino S (1998) A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings. In: *Bisch, Labbé P., Pecker A. (eds) Balkema Publishers Proceedings of 11th European Conference On Earthquake Engineering*, Rotterdam, 1998
- Brignola A (2009) Evaluation of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. Ph.D. dissertation, University of Genoa, Italy

- Brignola A, Pampanin S, Podestá S (2012) Experimental Evaluation of the In-plane stiffness of timber diaphragms. *Earthquake Spectra* 28(4):1687-1709
- Brignola A, Pampanin S, Podestá S (2009) Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 42(3):204-221
- Brignola A, Pampanin S, Podesta S (2010) A retrofit strategy for unreinforced masonry buildings accounting for the in-plane stiffness of timber diaphragms. In *Proceedings of 14th European Conference of Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 30 Aug. - 3 Sept. 2010
- Calderini C, Cattari S, Degli Abbati S, Lagomarsino S, Ottonelli D, Rossi M (2012) Modelling strategies for seismic global response and local mechanisms. In: Deliverable D26, WP N°5, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2012. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/
- Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S (2009) In plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models. In: M. Papadrakakis, N. Lagaros, M. Fragiadakis (eds) *Proceedings of COMPDYN 2009: 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes, Greece, 22-24 June 2009
- Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S (2009) In plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthq Eng. Struct. Dyn.* 38: 243-267
- Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S, Rossi M (2010) Review of existing models for global response and local mechanisms. In: Deliverable D7, WP N°5, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2010. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/
- Calderini C, Lagomarsino S (2006) A micromechanical inelastic model for historical masonry. *Journal of Earthquake Engineering* 10(4):453-479
- Calderini C, Lagomarsino S (2008) Continuum model for In-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. *Journal of Structural Engineering* 134(2): 209-220
- Caliò I, Cannizaro F, Pantò B (2012b) A macro-element approach for modeling the nonlinear behavior of monumental buildings under static and seismic loadings. In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28 Sept. 2012. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Caliò I, Marletta M, Pantò B (2012a) A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures* 40:327-338
- Calvi G M, Magenes G (1994) Experimental Research on Response of URM building systems. D. P. Abrams y G. M. Calvi (eds) *Technical Report NCEER-94-0021: Proceedings of U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*, Pavia, Italy, 1994, 21(3):41-57

- Calvi G M, Magenes G (1997) Seismic Evaluation and Rehabilitation of Masonry Buildings. D. P. Abrams y G. M. Calvi (eds) Technical Report NCEER-97-0003: Proceedings of U.S.-Italy Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, Pavia, Italy, 1997, 3:123-142
- Carr A J (2007a) Theory. Ruaumoko manuals, Vol. 1, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Carr A J (2007b) User Manual for the 2-Dimensional version-Ruaumoko. Ruaumoko manuals, Vol. 2. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Carr A J (2007c) Appendices: Strength degradation and hysteresis. Ruaumoko manuals, Vol. 5. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Carr A J (2007d) User Manual for the 3-Dimensional version - Ruaumoko 3D. Ruaumoko manuals, Vol. 3. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Cattari S (2007) Modellazione a telaio equivalente di strutture esistenti in muratura e miste muratura-c.a.formulazione di modelli sintetici. Doctoral Thesis (in Italian), University of Genoa, Italy
- Cattari S, Lagomarsino S (2008) A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in unreinforced masonry walls. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 Oct. 2008. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Cattari S, Lagomarsino S (2012) Definition of seismic safety verification procedures for historical buildings. In: Deliverable D35, WP5, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2012. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/
- Cattari S, Lagomarsino S (2012) Performance-based approach to earthquake protection of masonry cultural heritage. Paper presented at the 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Wroclaw, Poland, 15-17 Oct. 2012
- Cattari S, Lagomarsino S, D'Ayala D, Novelli V, Bosiljkov V (2012) Correlation of performance levels and damage states for types of buildings. In: Deliverable D17, WP N°6, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2012. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/
- Cattari S, Resemini S, Lagomarsino S (2008) Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings. In: Dina D'Ayala and Enrico Fodde (eds.) Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, University of Bath, Bath, UK 2-4 July 2008
- Causevic M, Mitrovic S (2011) Comparison between non-linear dynamic and static seismic analyses of structures according to European and US provisions. Bull. Earthquake Eng. 9(2):467-489
- CEN (2004) Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and general requirements for structures. EN 1998-1:2004, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004

CEN (2005) Eurocode 6: Design of masonry structures—Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1:2005, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium

CEN (2005) Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3:2005, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005

Chen S Y, Moon F, Yi T (2008) A macroelement for the nonlinear analysis of in plane unreinforced masonry piers. *Eng. Struct.* 30(8):2242-2252

Chopra A, Goel R (1999a) Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, Report No PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA

Chopra A, Goel R (1999b) Capacity demand diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra* 15(4):637-656

Chopra A, Goel R (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31:561-582

Cid J (1998) Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

Cid J, Susagna T, Goula X, Chavarria L, Figueras S, Fleta J, Casas A, Roca A (2001) Seismic zonation of Barcelona based on numerical simulation of site effects. *Pure Appl Geophys* 158:1–19

CNR-DT 201/2005 (2007) Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures – Timber structures, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, National Research Council, Rome, Italy

Corradi M, Speranzini E, Borri A and Vignoli A (2006) In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP. *Composites Part B: Engineering* 37(4-5):310-319

Costa A (2007) Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. An application to seismic assessment of AAC masonry buildings. Dissertation for the Master Degree, Rose School, University of Pavia, 2007

Costley A C, Abrams D P, (1995) Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms. NCEER Technical Report published by Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 605, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, Oct. 1995

Crowley H, Colombi M, Silva V, Ahmad N, Fardis M, Tsionis G, Papailia A, Taucer F, Hancilar U, Yakut A, Erberik M (2011) Fragility functions for common RC building types in Europe. Tech. Report D3.1, SYNER-G, project of the EC Framework Programme 7, March, 2011

Crowley H, Pinho R, Bommer J, Bird J (2006) Development of a Displacement-Based Method for Earthquake Loss Assessment, Research Report Rose 2006/01, Universidad de Pavia

- CSA (2004) Design of masonry structures S304.1. Canadian Standards Association, Ontario, Canada
- D'Asdia P, Viskovic A (1993) Un modello di calcolo della resistenza ultima delle pareti in muratura, Atti 6° convegno nazionale ANIDIS, Perugia, 13-15 Ottobre, 1993
- D'Asdia P, Viskovic A, Brusaporci C (2005) Non linear step by step analysis for masonry structures using changing shape finite elements: new developments and implementations. In: Proceedings of the 4th International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, 10-13 Nov. of 2004, Padova, Italy, Modena Lourenzo and Roca (eds.), Published by: A. A Balkema Publishers, Leiden, The Netherlands
- D'Ayala D, Meslem A, Vamvastikos D, Porter K, Rossetto T, Crowley H, Silva V (2014) Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of low/mid-rise Buildings – Vulnerability Global Component of GEM project. Disponibile en: www.nexus.globalquakemodel.org/gem-vulnerability/posts/
- Daniell J (2009) Open source procedure for assessment of loss using global earthquake modelling (OPAL-GEM Project): CEDIM Research Report 2009-01, CEDIM Loss Estimation Series, Karlsruhe, Germany
- Daniell J (2011) Open Source Procedure for Assessment of Loss using Global Earthquake Modelling software (OPAL). *Nat Hazards Earth Syst Sci* 7(7):1885–1899
- Dazio A, Beyer K (2010) Seismic behaviour of different types of masonry spandrels. In: Proceedings of 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia, 30 Aug - 3 Sept 2010
- Dolce M (1991) Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azione sismiche (Modelling of masonry buildings under seismic loads), *L' Industria delle Costruzioni*, Vol. 242, 44-57
- ElGawady M, Lestuzzi P, Badoux M (2005) Performance of masonry walls under in-plane seismic loading. *The Masonry Society Journal* 23(1):85-104
- EN 1995-1-1:2004 (2004) Eurocode 5: Design of timber structures, Part 1–1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, 2004
- EN 26891:1991 (1991) Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics. European Committee for Standardization, Brussels, 1991
- Erdik M, Sesetyan K, Demirciouglu M, Zülfikar C, Hancilar U, Tüzün C, Harmandar E (2014) Rapid Earthquake Loss Assessment After Damaging Earthquakes. In: Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Atilla Ansal (Ed.), 1(2):53-95. Disponibile en: <http://link.springer.com>
- Ewing R D, Johnson A W (1981) Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: Diaphragm testing. In: Agbabian M, Barnes S and Kariotis J (eds)
- ABK Technical Report 03, National Science Foundation, El Segundo, California, USA

Faccioli E, Pessina V (2003) WP2: Basis of a handbook of earthquake ground motions scenarios, RISK-UE Project, EVK4-CT-2000-00014

Fajfar P (1999) Capacity Spectrum Method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28:979-993

Fajfar P (2000) A non linear analysis method for performance based design. *Earthquake Spectra* 16(3):573-592

Fajfar P, Gaspercic P (1996) The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 25:23-67

Fajfar P, Marusic D, Perus I (2005) The extension of the N2 method to asymmetric buildings. In: *Proceedings of the 4th European Workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*. Thessaloniki, 2005

FEMA 306 (1998) Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic Procedures Manual. ATC-43 Project, Federal Emergency Management Agency, Washington, USA, 1998

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, USA, 2000

FEMA 445 (2006) Next generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, Federal Emergency Management Agency, Redwood City, California, USA, 2006

FEMA 273 (1997) NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, USA, 1997

FEMA 440 (2005) Improvement of non linear static seismic analysis procedures, *Technical Report preparado por Project ATC-55*, Applied Technology Council, Redwood City, California, junio 2005

FEMA 450 (2003) National Earthquake Hazards Reduction Program: Recommended seismic provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, USA, 2003

FEMA/NIBS (2002) HAZUS-99 Earthquake loss estimation methodology. Technical manual, National Institute of Building Sciences – NIBS, FEMA, Washington, USA

Ferraioli M, Avossa A, Lavino A, Mandara A (2014) Accuracy of advanced methods for nonlinear static analysis of Steel moment-resisting frames. In: *The Open Construction and Building Technology Journal* 8:310-323

Freeman S (1975) Evaluation of existing buildings for seismic risk: A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. In *Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 113-122, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, USA

- Freeman S (1998) Development and use of Capacity Spectrum Method. In: Proceedings of the 6th U.S. National Conf. Earthquake Engineering, Seattle, Oakland, USA
- Galasco A, Lagomarsino S, Penna A (2002) Tremuri Program: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings, University of Genoa
- Galasco A, Lagomarsino S, Penna A (2006) On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. In: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper: 1080, Geneva, Switzerland, 3-8 Sept. 2006
- Galasco A, Lagomarsino S, Penna A, Resemini S (2004) Non-linear seismic analysis of masonry structures. In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 Aug., 2004. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Galasco A, Magenes G, Penna A, Da Parè A (2010) In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels. In: Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia, 30 Aug - 3 Sept 2010
- Gambarotta L, Lagomarsino S (1994) Modeling of unreinforced brick masonry wall. D. P. Abrams y G. M. Calvi (eds) Technical Report NCEER-94-0021: Proceedings of U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of URM Buildings, Pavia, Italy, 1994, 21(4):17-30
- Gambarotta L, Lagomarsino S (1997a) Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its application. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26:423–439
- Gambarotta L, Lagomarsino S (1997b) Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: The continuum model and its application. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26:441–462
- Gardiner D R, Bull D K, Carr A J (2008) Trends of internal forces in concrete floor diaphragms of multi-storey structures during seismic shaking. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October, 2008. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Gattesco N, Clemente I, Macorini L, Noè S (2008) Experimental Investigation on the behaviour of spandrels in ancient masonry buildings. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 Oct. 2008. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Gattesco N, Macorini L (2008) High reversibility technique for in-plane stiffening of wooden floors. In: Dina D'Ayala and Enrico Fodde (eds.) Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, University of Bath, Bath, UK, 2-4 July 2008
- Gattesco N, Macorini L (2014) In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings. *Construction and Building Materials* 58:64–76

- Gencturk B, Elnashai A (2008) Development and application of an advanced capacity spectrum method. *Engineering Structures*, 30(11):3345-3354
- Giongo I (2013) Role of the timber diaphragms in the seismic response of unreinforced masonry (URM) buildings. Ph.D. dissertation, University of Trento, Italy
- Giuffré A (1993) Safety and conservation of historical centers: The Ortigia case, Editori Laterza, Bari, Italy [in Italian]
- Goel R, Chadwell C (2007) Evaluation of current nonlinear static procedures for concrete buildings using recorded strong-motion data, Final Report, Seminar on Utilization of strong-motion data, Sacramento, CA, USA
- Gonzalez-Drigo R, Avila J, Barbat A, Pujades L, Vargas Y, Lagomarsino S, Cattari S (2015) Modernist URM buildings of Barcelona. Seismic vulnerability and risk assessment. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration* 9(3):214-230
- Graziotti F, Magenes G, Penna A (2009) Progetto di una sperimentazione su elementi di fascia muraria, Rapporto Reluis (in Italian). Allegato 4.3-UR01-1, Università di Pavia e EUCENTRE, Pavia, Italy
- Graziotti F, Magenes G, Penna A (2012) Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels. In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28 Sept. 2012. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Grünthal G (1998) European Macroseismic Scale 1998. EMS-98. Conseil de L'Europe Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15
- Guiassi B, Soltani M, Tanimi A (2012) A simplified model for analysis of unreinforced masonry shear walls under combined axial, shear and flexural loading, *Engineering Structures* 42:396-409
- Güner Serhan (2008) Performance assessment of shear critical reinforced concrete plane frames. Ph.D. dissertation, Universidad de Toronto, Toronto, Canadá
- Guyader A (2003) A statistical approach to equivalent linearization with application to Performance Based Engineering, Ph.D thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California
- Guyader A, Iwan W (2004) User Guide for AutoCSM: Automated Capacity Spectrum Method of Analysis. In: Report No. EERL 2004-05
- Hasan M, Orakdogan E, Girgin K, Buyuksisli B, Binbir E (2007) Seismic upgrading of structures using conventional methods. In *LESSLOSS-Report 2007/07: Guidelines for seismic vulnerability reduction in the urban environment*, Plumier (Ed.) 2:19-32
- Irizarry J (2004) An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona, Ph.D tesis, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

Irizarry J, Goula X, Susagna T (2003) WP8: Analytical formulation for the Elastic Acceleration-Displacement Response Spectra adapted to Barcelona soil conditions, RISK-UE project, Instituto Cartográfico de Cataluña

Irizarry J, Lantada N, Pujades L, Barbat A, Goula X, Susagna T, Roca A (2011) Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the Risk-UE Capacity Spectrum based method. *Bull. Earthq. Eng.* 9:441-466

Johansen K W (1949) Theory of timber connections. In: *Publications of International Association for Bridge and Structural Engineering* 9:249-262

Kabeyasawa T, Shioara H, Otani S, Aoyama H (1982) Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure test PSD3. In: *Proceedings of 3rd Joint Technical Coordinate Committee Meeting*, 1982

Kappos A, Penelis G, Drakopoulos C (2002) Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings. *J Struct Eng*, 128(7):890–897

Kim S, White D (2003) MDOF response of low-rise buildings: ST-5 Project Final Report sponsored by Mid-America Earthquake (MAE) Research Center, Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA, 2003

Knox C L, Ingham J M (2012) Non linear equivalent frame modelling: Assessment of a two storey perforated unreinforced masonry wall. In: *Proceedings of NZSEE (New Zealand Society for Engineering Earthquake) Annual Technical Conference*, Christchurch, New Zealand, 13-15 Apr. 2012

Krawinkler H (1995) New trends in seismic design methodology. In *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering*, 2:821-830, Vienna, Austria

Kyrkos M y Anagnostopoulos S (2012) Earthquake resistant design of eccentric, braced frame, steel buildings for improved inelastic response. En: *Behavior of steel structures in seismic areas*, Stessa 2012, Mazzolani y Herrera (eds)

Lagomarsino S, Cattari S (2015a) Seismic performance of historical masonry structures through pushover and nonlinear dynamic analyses, Atilla Ansal (editor). En: *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Vol. 2

Lagomarsino S, Cattari S (2015b) Perpetuate guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bull Earthquake Eng.*, 13:13-47

Lagomarsino S, Cattari S, Calderini C (2012) European Guidelines for the seismic preservation of cultural heritage assets. In: *Deliverable D41, WP N°8, PERPETUATE Project (FP7)*, European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage, 2012. Available in: www.perpetuate.eu/final-results/deliverables/

- Lagomarsino S, Galasco A, Penna A (2002) Pushover and dynamic analysis of URM buildings by means of a non-linear macro-element model. In RISK-UE project: International Conference on Earthquake Loss Estimation and Risk Reduction, Bucharest
- Lagomarsino S, Galasco A, Penna A, Cattari S (2008) Tremuri: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings – User Guide
- Lagomarsino S, Giovinazzi S (2006) Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. Bull. Earthq. Eng., Special issue: earthquake scenarios for European cities 4(4):415–443
- Lagomarsino S, Magenes G (2009) Evaluation and reduction of the vulnerability of masonry buildings G. Manfredi, M. Dolce (eds.), The state of Earthquake Engineering Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project, 1-50, Napoli, Italy
- Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S (2013) Tremuri program: An equivalent frame model for the non-linear seismic analysis of masonry buildings. Eng Struct. 56:1787-1799
- Lang K (2002) Seismic vulnerability of existing buildings, Tesis doctoral, Institute of Structural Engineering and Swiss Federal Institute of Technology, Zurich
- Lantada N (2007) Evaluación del Riesgo Sísmico Mediante Métodos Avanzados y Técnicas GIS. Aplicación a Barcelona. Ph. D. thesis. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Spain
- Lantada N, Pujades L, Barbat A (2009) Vulnerability Index and Capacity Spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. Natural Hazards 51:501-524
- LESSLOSS (2005) Deliverable 84: Report on Building Stock Data and Vulnerability Data for each Case Study
- Liberatore D, Spera G (2000) Chapter 8: Analisi dell' edificio in via Verdi. In: Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - GNDT, Rome, Italy, 2000. Available in: <ftp://ftp.ingv.it/pro/gndt/Pubblicazione/>
- Liberatore D, Spera G, Palermo D. (2000) Seismic response of typical masonry buildings in the commune of Catania. In: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2389, Auckland, New Zealand, 30 Jan – 4 Feb 2000. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Lourenzo P, Milani G, Tralli A, Zucchini A (2007) Analysis of masonry structures: review of and recent trends of homogenisation techniques. Canadian Journal of Civil Engineering 34:1443-1457
- Lourenzo P, Rots J, (1997) Multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 123(7):660-668
- Luciano R, Sacco E (1998) Variational methods for the homogenization of periodic heterogeneous media. European Journal of Mechanics – A/Solids 17(4):599-617

Magenes G (2000) A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. In: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 Jan - 4 Feb 2000. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Magenes G (2006) Masonry building design in seismic areas recent experiences and prospects from a European standpoint. In: 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 Sept. 2006, Geneva, Switzerland

Magenes G, Bolognini D, Braggio C (2000) Metodi Semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 99 pp. Available in: <http://gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Magenes>

Magenes G, Calvi G M (1992) Cyclic behaviour of brick masonry walls. In: Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992, edited by A. Bernal, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3517-3522

Magenes G, Calvi G M (1996) Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie. Atti del Convegno Nazionale *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, Messina, 18-20 September 1996, pp. 503-512

Magenes G, Calvi G M (1997) In plane seismic response of brick masonry walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 26:1091-1112

Magenes G, Calvi G M, Kingsley G. (1995) Seismic testing of a full scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response. In: Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment, Technical Report 3.0 – GNDT, Pavia, Jan. 1995

Magenes G, Della Fontana A (1998) Simplified non linear seismic analysis of masonry buildings. In: Proceedings of the British Masonry Society, 8:190-195

Magenes G, Morandi P (2006) Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura: modelli e normative, WONDERmasonry, 6 Apr. 2006, Firenze

10

Magenes G, Morandi P, Penna A (2008) *Tests results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads. Technical report of the collective research project ESECMaSE, Deliverable D7.1c*, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, Italy, 2008.

Magenes G, Penna A (2011) Seismic design and assessment of masonry buildings in Europe: recent research and code development issues. In: 9th Australasian Masonry Conference, 15-18 Feb. 2011, Queenstown, New Zealand

Magenes G, Remino M, Manzini C, Morandi P, Bolognini D (2006) SAM II: Software for the Simplified Seismic Analysis of Masonry buildings, University of Pavia and EUCENTRE

Mahdizadeh A, Borzouie J, Raessi M (2012) New Approach to seismic Rehabilitation of Masonry School Buildings. In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 sept., 2012. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

- Maheri M (2004) Seismic evaluation and design of jack arch slabs. In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 August 2004. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Maheri M R y Rahmani H (2003) Static and seismic design of one-way and two-way jack-arch masonry slabs. *Eng Struct* 25:1639-1654
- Maheri M R, Bahar O (1995) Analytical studies of the seismic behavior of the I-beam jack arch system. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE2), Tehran, Iran, 1:819–828
- Maheri M R, Pourfallah S, Azarm R (2012) Seismic retrofitting methods for the jack arch masonry slabs. *Eng Struct* 36:49-60
- Mañà F (1993) Recomendaciones para el reconocimiento, el diagnóstico y la terapia de pisos de madera. Instituto Tecnológico de la Construcción (ITEC), Generalitat de Catalunya, Departamento de Política Territorial y Obras Públicas, Dirección General de Arquitectura y Vivienda, 1a. ed., Barcelona [en catalán]
- Mann W, Müller H (1982) Failure of shear stressed masonry: an enlarged theory, tests and application to shear walls. In: Proceedings of British Ceramic Society, N° 30, Sept. 1982
- Marques R, Lourenzo P (2011) Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings. *Computers and Structures* 89: 2079-2091
- McInerney J y Wilson J (2012) NLTHA and pushover analysis for steel frames with flag shaped hysteretic braces. In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 Sept. 2012. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Mendes N (2012) Seismic assessment of ancient masonry buildings: shaking table tests and numerical analysis. Ph.D. dissertation, University of Minho, Portugal
- Milani G, Beyer K, Dazio A (2009) Upper bound analysis of meso-mechanical spandrel models for the pushover analysis of 2D masonry frames. *Eng Struct* 31(7):2696–2710
- Milutinovic Z, Trendafiloski G (2003) WP4: Vulnerability of current buildings. RISK-UE Project handbook: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014
- Ministerio de la Vivienda (2006) Código Técnico de la Edificación, Boletín Oficial, Madrid, España
- Moehle J, Deierlein G (2004) A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 Aug., 2004. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>
- Molina S, Lang D, Lindholm C (2010) SELENA: An open-source tool for seismic risk and loss assessment using a logic tree computation procedure. *Computers and Geosciences* 36(3):257-269

Moreno R (2006) Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

Naraine K, Sinha S (1989) Loading and unloading stress-strain curves for brick masonry. ASCE Journal of the Structural Engineering, 115(10):2631-2644

NCSE-02 (2002) Normativa de Construcción Sismorresistente Española, Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Real Decreto 997/2002. Boletín Oficial del Estado No. 244, 11 de octubre de 2002

NERIES – Network of Research Infrastructures for European Seismology (2010) D3: Development of ELER (Earthquake Loss Estimation Routine) Methodology: Vulnerability relationships

NZSEE (2006) Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes: prioritisation, initial evaluation, detailed assessment, improvement measures: recommendations of a NZSEE study group on earthquake risk buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering Wellington, New Zealand, 2006

NZSEE (2011) Assessment and Improvement of Unreinforced Masonry Buildings for Earthquake Resistance, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand, 2011

Newmark N, Hall W (1982) Earthquake spectra and design. Engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records, Vol 3. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, CA. 8/5

Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministero delle Infrastrutture, 14 gennaio 2008, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30

NP ENV 1995-1-1:1998 (1998) Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General Rules and rules for Buildings. European Committee for Standardization, Lisbon, Portugal, 1998 [in Portuguese]

NTC (2008) Decreto Ministeriale 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni. Ministry of Infrastructures and Transportations. G.U. S.O. n.30 on 4/2/2008, 2008 [in Italian]

NZS 1170.5:2004 (2004) Structural Design Actions - Part 5: Earthquake actions, Wellington, New Zealand

NZS 3603:1993 (1993) Timber Structures Standard. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand

Oliveira D, Lourenzo P B (2004) Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. Computers and Structures 82(17-19):1451-1461

OPCM (2005) OPCM 3431 – Ulteriori modifiche ed integrazioni all OPCM 3274/03, 09/05/2005 [in Italian]

Ordaz M, Aguilar A, Arboleda J (1999) Program for computing seismic hazard, CRISIS 99-18. UNAM, México

Paricio A (2008) Secretos de un sistema de edificio en el Eixample. UPC Ediciones, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2008 [en catalán]

Parisi F, Augenti N (2011) Evolutionary strength domains of unreinforced masonry spandrel panels including strain softening. In: Proceedings of the 9th Pacific conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 14–16 April 2011

Parisi F. (2010) Non-linear seismic analysis of masonry buildings. PhD thesis, University of Naples Federico II, Naples, Italy. Available in: <http://wpage.unina.it/fulvio.parisi/>

Park J, Towashiraporn P, Craig J, Goodno B (2009) Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. Eng Struct, 31:125-137

Pasticier L, Amadio C, Fragiocomo M (2008) Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 v.10 Code. Earthq Eng Struct Dyn 37:467-485

Paulay T, Priestley M J (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, Inc, pp 140-142

Penna A, Lagomarsino S, Galasco A (2014) A non linear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. Earthquake Engng. Struct. Dyn. 43(2):159-179

Peralta D F, Bracci J M, and Hueste M B (2004) Seismic behavior of wood diaphragms in pre-1950s unreinforced masonry buildings. J Struct Eng 130(12):2040-2050

Petry S, Beyer K (2013) Influence of the boundary conditions on the displacement capacity of URM piers. In: Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, Canada, June 2-5, 2013

Piazza M, Baldessari C, Tomasi R (2008) The role in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. In: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October, 2008. Available in WCEE proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Pinho R, Marques M, Monteiro R, Casarotti C, Delgado R (2013) Evaluation of Nonlinear Static Procedures in the Assessment of Building Frames. Earthquake Spectra 29(4):1459-1476. doi: <http://dx.doi.org/10.1193/100910EQS169M>

Pitilakis K (2011) SYNER-G – D3.2: Fragility functions for common masonry building types in Europe, Universidad de Pavia, Universidad Aristóteles de Tesalónica

Pitilakis K, Argyroudis S, Kakderi K, Argyroudi A (2013) SYNER-G: Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline networks and Infrastructures Safety Gain (synthetic document). JRC Scientific and Policy Reports. Disponible en: <http://www.jrc.ec.europa.eu/>

- Pujades L, Barbat A, Gonzalez R, Avila J, Lagomarsino S (2012) Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain). *Bull. Earthquake Engineering* 10(1):331-349
- Roca A (2004) WP8: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns: Application to Barcelona (Synthesis), RISK-UE Project, Instituto Cartográfico de Cataluña, EVK4-CT-2000-00014
- Sabatino R, Rizzano G, (2010) Non-linear Static Analysis of Masonry Structures: Simplified Equivalent Frames and accurate models. In: *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 30 Aug - 3 Sept 2010
- Sadashiva V, MacRae G, Deam B, Spooner M (2012) Quantifying the seismic response of structures with flexible diaphragms. *Earthquake Engng. Struct.*, 41:1365-1389
- Satyarno I (2000) Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete building. Ph.D thesis, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda
- SDI (1995) *Diaphragm Design Manual*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, Illinois, 1995
- SEAOC (1995) *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, San Francisco, USA
- Secanell R, Goula X, Susagna T, Fleta J, Roca A (2004) Seismic hazard zonation of Catalonia, Spain, integrating uncertainties. *J Seismol* 8:24-40
- Senthivel R, Lourenzo P (2009) Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*, 31:1930-1943
- Shakib H, Mirjalili A R (2010) Experimental Investigation of the effect of transverse beams on the in-plane behavior of brick-flat-arch roofs. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering* 12:51-59
- Shakib H, Mirjalili A, Dardaei S, Mazroei A (2014) An experimental investigation on the seismic performance of the retrofitted masonry flat arch diaphragms. *Journal of performance of Constructed Facilities (ASCE)*. Doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000611
- Shibata A, Sozen M 1976, Substitute structure method for seismic design in R/C, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(1):1-18
- SNZ. NZS 1170.5 Supp 1:2004, *Structural Design Actions. Part 5: Earthquake actions New Zealand -Commentary*, Standards New Zealand, Wellington, 2004
- Spence R, Erdik M (2007) Earthquake Disaster Scenario Predictions and Loss Modelling for Urban Areas. In: *LESSLOSS-Report No 2007/07*
- STADATA-3Muri Program (2012) Release 5.0.4 [www.3muri.com]
- Sugrañes D (1916) *Tratado completo teórico y práctico de Arquitectura y Construcción modernas*. Marcelino Bordoy (ed.), Barcelona

Susagna T, Goula X (1999) Catàleg de Sismicitat. Atlas sísmic de Catalunya. Institut Cartogràfic de Catalunya, Barcelona, vol. 1, 436 pp

Sweeney S, Horney M, Orton S (2005) Seismic response of a half-scale masonry building with flexible diaphragms. Technical Report in Military Facilities Engineering Technologies ERDC/CERL TR-05-25, sponsored by Engineer Research and Development Center, US Army Corps of Engineers, 2005

Tomazevic M (1978) Computation of the shear resistance of masonry buildings in the seismic resistance of masonry buildings. Report 1, Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana, Slovenia

Tomazevic M (1996) Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: European perspective. In: Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper N° 2012, 23-28 June 1996. Available in WCEE Online proceedings: <http://www.nicee.org/wcee/>

Tomazevic M (1999) Earthquake-resistant design of masonry buildings. In: A.S Elnashai & P. J. Dowling (eds), Innovation in Structures and Construction-Vol 1, Imperial College Press, London

Tomazevic M, Weiss P (1992) On the analysis of seismic resistance of masonry buildings. European Earthquake Engineering, 6(1):23-35

Turnsek V, Cacovic F (1971) Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In: Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, pp. 149-156, Stoke on Trent, United Kingdom, 1971

Turnsek V, Sheppard P (1980) The shear and flexural resistance of masonry walls. In: Proceedings International Research Conference on Earthquake Engineering, pp. 517-573, Skopje, Japan, 1980

Valluzzi M, Garbin E, Dalla Benetta M, Modena C (2010) In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings. In: Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering WCTE, Trentino, Italy, 20 – 24 June 2010

Vargas Y (2013) Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

Vargas Y, Pujades L, Barbat A, Hurtado J (2011) Incremental dynamic analysis and pushover analysis. A probabilistic comparison. In COMPDYN: Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.), Corfu, Grecia, 25-28 May 2011

Vasconcelos G, Lourenzo P (2006) Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models. In: Proceedings of the 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, pp. 843-850, New Delhi, 6-8 Nov 2006

Vila J (1989) La casa original del Ensanche de Barcelona: parámetros formales y métricos de la unidad residencial de la manzana Cerdá. Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Barcelona, 1989. Disponible en repositorio <http://tdx.cat>.

Weggel D, Boyajian D, Shen-En Chen (2007) Modelling structures as systems of springs. En: World Transactions on Engineering and Technology Education, Vol. 6, No 1, 2007, University of North Carolina, Charlotte, United States of America

Wilson A W (2012) Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings. Ph.D. dissertation, University of Auckland, New Zealand. Available in: <https://researchspace.auckland.ac.nz/handle/2292/14696>

Wilson A W, Quenneville P J, Ingham J M (2014) In-plane orthotropic behavior of timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings. J. Struct Eng (ASCE) 140(1). Doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000819

Zahrai S M, Zahraei S A (2006) Passive seismic control of masonry jack arch slabs. In Proceedings of the 4th World Conference on Structural Control and Monitoring, University of California and University of Southern California, San Diego, California, USA, 11-13 July 2006

Zahrai S M, Zahraei S A, Edalat Manesh R (2006) Evaluation of retrofitting methods for flexible floor slab. In: Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 Sept. 2006

Zucchini A, Lourenzo P. B. (2009) A micro-mechanical homogenization for masonry: Application to shear walls. International Journal of Solids and Structures, 46:871-886

ANEXOS Y APÉNDICES

ANEXO 1

A1 Ficheros de ingreso para análisis *pushover* de paredes consideradas

A1.1 Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-unif. en Figura 3.36

PAVIA-DOOR WALL										
2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0
89	30	18	4	0	0	9.81	0	0	0.001	10
1	5	10	0	1	25	0.05	0.02	3	2	1.0
5	0	0.02	0	0	0	0.018				
NODES										
1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0
2	0	0.05	1	1	1	0	0	0	0	3
3	0	0.25	1	1	1	0	0	0	0	3
4	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0	3
5	0	1.225	1	1	1	0	0	0	0	3
6	0	1.325	1	1	1	0	0	0	0	3
7	0	2.3	0	0	0	0	0	0	0	3
8	0	2.35	1	1	1	0	0	0	0	3
9	0	2.55	1	1	1	0	0	0	0	3
10	0	2.99	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	3.42	1	1	1	0	0	0	0	3
12	0	3.62	1	1	1	0	0	0	0	3
13	0	3.67	0	0	0	0	0	0	0	3
14	0	4.405	1	1	1	0	0	0	0	3
15	0	4.505	1	1	1	0	0	0	0	3
16	0	5.24	0	0	0	0	0	0	0	3
17	0	5.29	1	1	1	0	0	0	0	3
18	0	5.49	1	1	1	0	0	0	0	3
19	0	5.7525	0	0	0	0	0	0	0	0
20	2.425	0	1	1	1	0	0	0	0	0
21	2.425	0.05	1	1	1	0	0	0	0	3
22	2.425	0.25	1	1	1	0	0	0	0	3
23	2.425	0.3	0	0	0	0	0	0	0	3
24	2.425	1.14	1	1	1	0	0	0	0	3
25	2.425	1.24	1	1	1	0	0	0	0	3
26	2.425	2.13	0	0	0	0	0	0	0	3
27	2.425	2.18	1	1	1	0	0	0	0	3
28	2.425	2.38	1	1	1	0	0	0	0	3
29	2.425	2.99	0	0	0	0	0	0	0	0
30	2.425	3.46	1	1	1	0	0	0	0	3
31	2.425	3.66	1	1	1	0	0	0	0	3
32	2.425	3.71	0	0	0	0	0	0	0	3
33	2.425	4.4	1	1	1	0	0	0	0	3
34	2.425	4.5	1	1	1	0	0	0	0	3
35	2.425	5.19	0	0	0	0	0	0	0	0
36	2.425	5.24	1	1	1	0	0	0	0	3
37	2.425	5.44	1	1	1	0	0	0	0	3
38	2.425	5.7525	0	0	0	0	0	0	0	0
39	4.85	0	1	1	1	0	0	0	0	0
40	4.85	0.05	1	1	1	0	0	0	0	3
41	4.85	0.25	1	1	1	0	0	0	0	3
42	4.85	0.3	0	0	0	0	0	0	0	3
43	4.85	1.225	1	1	1	0	0	0	0	3
44	4.85	1.325	1	1	1	0	0	0	0	3

45	4.85	2.3	0	0	0	0	0	0	3
46	4.85	2.35	1	1	1	0	0	0	3
47	4.85	2.55	1	1	1	0	0	0	3
48	4.85	2.99	0	0	0	0	0	0	0
49	4.85	3.42	1	1	1	0	0	0	3
50	4.85	3.62	1	1	1	0	0	0	3
51	4.85	3.67	0	0	0	0	0	0	3
52	4.85	4.405	1	1	1	0	0	0	3
53	4.85	4.505	1	1	1	0	0	0	3
54	4.85	5.24	0	0	0	0	0	0	3
55	4.85	5.29	1	1	1	0	0	0	3
56	4.85	5.49	1	1	1	0	0	0	3
57	4.85	5.7525	0	0	0	0	0	0	0
58	0.575	2.99	1	1	1	0	0	0	3
59	0.585	2.99	1	1	1	0	0	0	3
60	0.635	2.99	0	0	0	0	0	0	3
61	0.995	2.99	1	1	1	0	0	0	3
62	1.095	2.99	1	1	1	0	0	0	3
63	1.365	2.99	0	0	0	0	0	0	3
64	1.415	2.99	1	1	1	0	0	0	3
65	1.515	2.99	1	1	1	0	0	0	3
66	3.335	2.99	1	1	1	0	0	0	3
67	3.435	2.99	1	1	1	0	0	0	3
68	3.485	2.99	0	0	0	0	0	0	3
69	3.755	2.99	1	1	1	0	0	0	3
70	3.855	2.99	1	1	1	0	0	0	3
71	4.125	2.99	0	0	0	0	0	0	3
72	4.175	2.99	1	1	1	0	0	0	3
73	4.275	2.99	1	1	1	0	0	0	3
74	0.575	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
75	0.585	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
76	0.635	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
77	0.995	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
78	1.095	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
79	1.365	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
80	1.415	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
81	1.515	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
82	3.335	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
83	3.435	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
84	3.485	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
85	3.755	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
86	3.855	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
87	4.125	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
88	4.175	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
89	4.275	5.7525	1	1	1	0	0	0	3

DRIFT ANGLE

1 10 19

ELEMENTS 0

1 1 1 4 2 3

2	2	20	23	21	22
3	1	39	42	40	41
4	3	7	10	8	9
5	4	26	29	27	28
6	3	45	48	46	47
7	5	10	13	11	12
8	6	29	32	30	31
9	5	48	51	49	50
10	7	16	19	17	18
11	8	35	38	36	37
12	7	54	57	55	56
13	9	10	60	58	59
14	10	63	29	64	65
15	10	29	68	66	67
16	9	71	48	72	73
17	11	19	76	74	75
18	12	79	38	80	81
19	12	38	84	82	83
20	11	87	57	88	89
21	13	4	7	5	6
22	14	23	26	24	25
23	13	42	45	43	44
24	15	13	16	14	15
25	16	32	35	33	34
26	15	51	54	52	53
27	17	60	63	61	62
28	17	68	71	69	70
29	18	76	79	77	78
30	18	84	87	85	86

PROPS

1	SPRING	3	0	642647	2402300	188866	0	0	0.0001
1	7	0	0	60.6	-60.6				
0	0	0	0						
9.3	12.5	0.75	13.0						
2	SPRING	3	0	1089706	6361300	802120	0	0	0.0001
1	7	0	0	164.5	-164.5				
0	0	0	0						
14.6	19.5	0.75	20.3						
3	SPRING	3	0	642647	2402300	188866	0	0	0.0001
1	7	0	0	60.6	-60.6				
0	0	0	0						
9.3	12.5	0.75	13.0						
4	SPRING	3	0	1089706	6361300	802120	0	0	0.0001
1	7	0	0	164.5	-164.5				
0	0	0	0						
14.6	19.5	0.75	20.3						
5	SPRING	3	0	791667	3644900	232662	0	0	0.0001
1	7	0	0	31.76	-31.76				
0	0	0	0						
22.0	29.3	0.75	30.4						

6	SPRING											
1	7	3	0	1309849	8423100	964165	0	0	0.0001			
0	0	0	0	83.86	-83.86							
34.5	46.0	0.75	47.8									
7	SPRING											
1	7	3	0	791667	3644900	232662	0	0	0.0001			
0	0	0	0	31.76	-31.76							
22.0	29.3	0.75	30.4									
8	SPRING											
1	7	3	0	1309849	8423100	964165	0	0	0.0001			
0	0	0	0	83.86	-83.86							
34.5	46.0	0.75	47.8									
9	SPRING											
1	7	3	0	2561968	19817000		1626053	0	0	0.0001		
0	0	0	0	103.47	-103.47							
6.29	31.43	0.4	32.69									
10	SPRING											
1	7	3	0	2561968	19817000		1626053	0	0	0.0001		
0	0	0	0	103.47	-103.47							
6.29	31.43	0.4	32.69									
11	SPRING											
1	7	3	0	2069282	15416300		856786	0	0	0.0001		
0	0	0	0	44.46	-44.46							
7.71	38.54	0.4	40.08									
12	SPRING											
1	7	3	0	2069282	15416300		856786	0	0	0.0001		
0	0	0	0	44.46	-44.46							
7.71	38.54	0.4	40.08									
13	SPRING											
1	14	3	0	642647	24023	18886600		0	0.0001			
0	0	41.18	-41.18	0	0							
1.69	2.25	0.5	4.50									
0.35	0.4	0.0	0.0	28.83	-28.83							
14	SPRING											
1	14	3	0	1089706	63613	80212000		0	0.0001			
0	0	74.56	-74.56	0	0							
2.47	3.29	0.5	6.58									
0.35	0.4	0.0	0.0	52.19	-52.19							
15	SPRING											
1	14	3	0	791667	36449	23266200		0	0.0001			
0	0	28.7	-28.7	0	0							
3.69	4.9	0.5	9.8									
0.35	0.4	0.0	0.0	20.1	-20.1							
16	SPRING											
1	14	3	0	1309849	84231	96416500		0	0.0001			
0	0	55.5	-55.5	0	0							
4.35	5.8	0.5	11.6									
0.35	0.4	0.0	0.0	36.75	-36.75							
17	SPRING											
1	14	3	0	2561968	198170	162605300		0	0.0001			
0	0	53.83	-53.83	0	0							
10.16	10.57	0.40	101.5									
0.40	0.40	0.0	0.0	37.68	-37.68							
18	SPRING											
1	14	3	0	2069282	154163	85678600		0	0.0001			
0	0	43.48	-43.48	0	0							
9.78	10.17	0.4	97.8									
0.40	0.40	0.0	0.0	30.43	-30.43							
WEIGHTS												
10	21.8											
19	13.6											
29	36.0											
38	22.8											
48	21.8											
57	13.6											
89	0											
LOADS												
10	0	-54.8	0									
19	0	-46.6	0									
29	0	-96.0	0									
38	0	-82.8	0									
48	0	-54.8	0									
57	0	-46.6	0									
89	0	0	0									
SHAPE												
10	107.0											
19	68.05											
89	0											
EQUAKE												
1	1	1.0	1.0									
! Linear Ramp Function 'Caltech' Format												
START				0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9		
1		0.0	0.1	0.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
2		1.0	1.0	1.0								

ANEXO 1

A1.2 Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-unif. en Figura 3.40

PAVIA-WINDOW WALL											
2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0
136	46	21	4	0	0	9.81	0	0	0.001	0	1
1	5	5	0	1	15	0.04	0.01	3	2		
0	0	0.05	0	0	0	0.025					
NODES											
1	0	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
2	0	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
3	0.2575	0	1	1	1	0	0	0	0		
4	0.2575	0.6325	1	1	1	0	0	0	0		
5	0.2575	0.8325	1	1	1	0	0	0	0		
6	0.2575	0.8825	0	0	0	0	0	0	0		
7	0.2575	1.4775	1	1	1	0	0	0	0		
8	0.2575	1.5775	1	1	1	0	0	0	0		
9	0.2575	2.1725	0	0	0	0	0	0	0		
10	0.2575	2.2225	1	1	1	0	0	0	0		
11	0.2575	2.4225	1	1	1	0	0	0	0		
12	0.2575	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
13	0.2575	3.5725	1	1	1	0	0	0	0		
14	0.2575	3.7725	1	1	1	0	0	0	0		
15	0.2575	3.8225	0	0	0	0	0	0	0		
16	0.2575	4.4025	1	1	1	0	0	0	0		
17	0.2575	4.5025	1	1	1	0	0	0	0		
18	0.2575	5.0825	0	0	0	0	0	0	0		
19	0.2575	5.1325	1	1	1	0	0	0	0		
20	0.2575	5.3325	1	1	1	0	0	0	0		
21	0.2575	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
22	1.895	0	1	1	1	0	0	0	0		
23	1.895	0.6475	1	1	1	0	0	0	0		
24	1.895	0.8475	1	1	1	0	0	0	0		
25	1.895	0.8975	0	0	0	0	0	0	0		
26	1.895	1.4775	1	1	1	0	0	0	0		
27	1.895	1.5775	1	1	1	0	0	0	0		
28	1.895	2.1575	0	0	0	0	0	0	0		
29	1.895	2.2075	1	1	1	0	0	0	0		
30	1.895	2.4075	1	1	1	0	0	0	0		
31	1.895	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
32	1.895	3.5725	1	1	1	0	0	0	0		
33	1.895	3.7725	1	1	1	0	0	0	0		
34	1.895	3.8225	0	0	0	0	0	0	0		
35	1.895	4.4025	1	1	1	0	0	0	0		
36	1.895	4.5025	1	1	1	0	0	0	0		
37	1.895	5.0825	0	0	0	0	0	0	0		
38	1.895	5.1325	1	1	1	0	0	0	0		
39	1.895	5.3325	1	1	1	0	0	0	0		
40	1.895	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
41	3.855	0	1	1	1	0	0	0	0		
42	3.855	0.6475	1	1	1	0	0	0	0		
43	3.855	0.8475	1	1	1	0	0	0	0		
44	3.855	0.8975	0	0	0	0	0	0	0		
45	3.855	1.4775	1	1	1	0	0	0	0		
46	3.855	1.5775	1	1	1	0	0	0	0		
47	3.855	2.1575	0	0	0	0	0	0	0		
48	3.855	2.2075	1	1	1	0	0	0	0		
49	3.855	2.4075	1	1	1	0	0	0	0		
50	3.855	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
51	3.855	3.5725	1	1	1	0	0	0	0		
52	3.855	3.7725	1	1	1	0	0	0	0		
53	3.855	3.8225	0	0	0	0	0	0	0		
54	3.855	4.4025	1	1	1	0	0	0	0		
55	3.855	4.5025	1	1	1	0	0	0	0		
56	3.855	5.0825	0	0	0	0	0	0	0		
57	3.855	5.1325	1	1	1	0	0	0	0		
58	3.855	5.3325	1	1	1	0	0	0	0		
59	3.855	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
60	5.4925	0	1	1	1	0	0	0	0		
61	5.4925	0.6325	1	1	1	0	0	0	0		
62	5.4925	0.8325	1	1	1	0	0	0	0		
63	5.4925	0.8825	0	0	0	0	0	0	0		
64	5.4925	1.4775	1	1	1	0	0	0	0		
65	5.4925	1.5775	1	1	1	0	0	0	0		
66	5.4925	2.1725	0	0	0	0	0	0	0		
67	5.4925	2.2225	1	1	1	0	0	0	0		
68	5.4925	2.4225	1	1	1	0	0	0	0		
69	5.4925	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
70	5.4925	3.5725	1	1	1	0	0	0	0		
71	5.4925	3.7725	1	1	1	0	0	0	0		
72	5.4925	3.8225	0	0	0	0	0	0	0		
73	5.4925	4.4025	1	1	1	0	0	0	0		
74	5.4925	4.5025	1	1	1	0	0	0	0		
75	5.4925	5.0825	0	0	0	0	0	0	0		
76	5.4925	5.1325	1	1	1	0	0	0	0		
77	5.4925	5.3325	1	1	1	0	0	0	0		
78	5.4925	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
79	5.75	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
80	5.75	5.7525	0	0	0	0	0	0	0		
81	0.09	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
82	0.18	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
83	0.515	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
84	0.615	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
85	0.665	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
86	0.93	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
87	1.03	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
88	1.295	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
89	1.345	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
90	1.445	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
91	2.345	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
92	2.445	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
93	2.495	2.99	0	0	0	0	0	0	0		
94	2.825	2.99	1	1	1	0	0	0	0		
95	2.925	2.99	1	1	1	0	0	0	0		

96	3.255	2.99	0	0	0	0	0	0	3
97	3.305	2.99	1	1	1	0	0	0	3
98	3.405	2.99	1	1	1	0	0	0	3
99	4.305	2.99	1	1	1	0	0	0	3
100	4.405	2.99	1	1	1	0	0	0	3
101	4.455	2.99	0	0	0	0	0	0	3
102	4.72	2.99	1	1	1	0	0	0	3
103	4.82	2.99	1	1	1	0	0	0	3
104	5.085	2.99	0	0	0	0	0	0	3
105	5.135	2.99	1	1	1	0	0	0	3
106	5.235	2.99	1	1	1	0	0	0	3
107	5.5825	2.99	1	1	1	0	0	0	3
108	5.6725	2.99	1	1	1	0	0	0	3
109	0.09	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
110	0.18	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
111	0.515	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
112	0.615	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
113	0.665	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
114	0.93	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
115	1.03	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
116	1.295	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
117	1.345	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
118	1.445	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
119	2.345	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
120	2.445	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
121	2.495	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
122	2.825	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
123	2.925	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
124	3.255	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
125	3.305	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
126	3.405	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
127	4.305	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
128	4.405	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
129	4.455	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
130	4.72	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
131	4.82	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
132	5.085	5.7525	0	0	0	0	0	0	3
133	5.135	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
134	5.235	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
135	5.5825	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
136	5.6725	5.7525	1	1	1	0	0	0	3
DRIFT ANGLE									
3	12	21							
ELEMENTS 0									
1	1	3	6	4	5				
2	2	9	12	10	11				
3	3	12	15	13	14				
4	4	18	21	19	20				
5	5	22	25	23	24				
6	6	28	31	29	30				
7	7	31	34	32	33				
8	8	37	40	38	39				
9	5	41	44	42	43				
10	6	47	50	48	49				
11	7	50	53	51	52				
12	8	56	59	57	58				
13	1	60	63	61	62				
14	2	66	69	67	68				
15	3	69	72	70	71				
16	4	75	78	76	77				
17	9	6	9	7	8				
18	10	15	18	16	17				
19	11	25	28	26	27				
20	12	34	37	35	36				
21	11	44	47	45	46				
22	12	53	56	54	55				
23	9	63	66	64	65				
24	10	72	75	73	74				
25	13	1	12	81	82				
26	14	12	85	83	84				
27	14	88	31	89	90				
28	15	31	93	91	92				
29	15	96	50	97	98				
30	14	50	101	99	100				
31	14	104	69	105	106				
32	13	69	79	107	108				
33	13	2	21	109	110				
34	16	21	113	111	112				
35	16	116	40	117	118				
36	17	40	121	119	120				
37	17	124	59	125	126				
38	16	59	129	127	128				
39	16	132	78	133	134				
40	13	78	80	135	136				
41	18	85	88	86	87				
42	19	93	96	94	95				
43	18	101	104	102	103				
44	20	113	116	114	115				
45	21	121	124	122	123				
46	20	129	132	130	131				
PROPS									
1	SPRING	3	0	509497.2	9000000 46375.6 0	0	0.0001		
1	7	0	0	21.5	-21.5				
0	0	0.75	7.28						
5.00	7.00								
2	SPRING	3	0	509497.2	9000000 46375.6 0	0	0.0001		
1	7	0	0	21.5	-21.5				
0	0	0	0						
5.00	7.00	0.75	7.28						

3	SPRING									
1	7	3	0	518181.9	9000000	47166.5	0	0	0.0001	
0	0	0	0	11.5	-11.5					
9.5	13.2	0.75	13.7							
4	SPRING									
1	7	3	0	518181.9	9000000	47166.5	0	0	0.0001	
0	0	0	0	11.5	-11.5					
9.5	13.2	0.75	13.7							
5	SPRING									
1	7	3	0	728693.4	9000000	131164.9		0	0	0.0001
0	0	0	0	49.5	-49.5					
6.1	8.4	0.75	8.74							
6	SPRING									
1	7	3	0	728693.4	9000000	131164.9		0	0	0.0001
0	0	0	0	49.5	-49.5					
6.1	8.4	0.75	8.74							
7	SPRING									
1	7	3	0	728693.4	9000000	131164.9		0	0	0.0001
0	0	0	0	26.5	-26.5					
11.4	15.8	0.75	16.4							
8	SPRING									
1	7	3	0	728693.4	9000000	131164.9		0	0	0.0001
0	0	0	0	26.5	-26.5					
11.4	15.8	0.75	16.4							
9	SPRING									
1	14	3	0	509497.2	14365.5	10000000		0	0.0001	
0	0	25.1	0	0	0					
1.58	2.21	0.50	4.40							
0.35	0.40	0	0	17.56	-17.56					
10	SPRING									
1	14	3	0	518181.9	14939	10000000		0	0.0001	
0	0	17.2	0	0	0					
2.41	3.37	0.50	6.70							
0.35	0.40	0	0	12.0	-12.0					
11	SPRING									
1	14	3	0	728693.4	31045	10000000		0	0.0001	
0	0	39.6	0	0	0					
2.17	3.02	0.50	6.05							
0.35	0.4	0	0	27.9	-27.9					
12	SPRING									
1	14	3	0	728693.4	31045	10000000		0	0.0001	
0	0	26.2	0	0	0					
3.28	4.50	0.50	9.10							
0.35	0.4	0	0	18.3	-18.3					
13	SPRING									
1	0	0	0	50000000	50000000	50000000				
14	SPRING									
1	7	3	0	2589516	9000000	1643537	0	0	0.0001	
0	0	0	0	72.6	-72.6					
9.00	31.60	0.40	32.90							
15	SPRING									
1	7	3	0	2271934	9000000	1441971	0	0	0.0001	
0	0	0	0	73.6	-73.6					
7.8	27.4	0.4	28.5							
16	SPRING									
1	7	3	0	2091532	9000000	865999	0	0	0.0001	
0	0	0	0	31.6	-31.6					
11.00	38.30	0.40	39.90							
17	SPRING									
1	7	3	0	1835023	9000000	759792	0	0	0.0001	
0	0	0	0	32.0	-32.0					
9.50	33.20	0.40	34.60							
18	SPRING									
1	14	3	0	2589516	200606	10000000		0	0.0001	
0	0	69.2	0	0	0					
8.0	8.3	0.40	49.00							
0.4	0.4	0	0	48.4	-48.4					
19	SPRING									
1	14	3	0	2271934	172375	10000000		0	0.0001	
0	0	69.2	0	0	0					
6.8	7.1	0.40	43.0							
0.4	0.4	0	0	48.4	-48.4					
20	SPRING									
1	14	3	0	2091532	156171	10000000		0	0.0001	
0	0	56.0	0	0	0					
7.70	8.00	0.40	48.00							
0.4	0.4	0	0	39.1	-39.1					
21	SPRING									
1	14	3	0	1835023	132885	10000000		0	0.0001	
0	0	56	0	0	0					
6.6	6.9	0.40	40.0							
0.4	0.4	0	0	39.1	39.1					
WEIGHTS										
12	15.07									
21	10.20									
31	25.83									
40	17.51									
50	25.83									
59	17.51									
69	15.07									
78	10.20									
136	0									
LOADS										
12	0	-36.35	0							
21	0	-37.00	0							
31	0	-61.11	0							
40	0	-61.50	0							
50	0	-61.50	0							
59	0	-61.50	0							
69	0	-36.35	0							


```

78      0      -37.00  0
136     0      0      0

SHAPE
1       75
2       75
136     0

EQUAKE
1 1 1.0 1.0
START
1      0.0  0.1  0.2  0.3  0.4  0.5  0.6  0.7  0.8  0.9
2      1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0
! Linear Ramp Function 'Caltech' Format

```

ANEXO 1

A1.3 Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PM-1st. mode en Figura 3.46

CATANIA-PARED DE EDIFICIO VIA VERDI												
2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
186	63	63	4	0	0	9.81	0.0	0.0	0.0	0.001	0	1.0
1	5	5	0	1.0	20	0.05	0.02	4	2			
5	0	0.02	0	0	0	0.05						
NODES												
1	0.0	0.0	1	1	1	0	0	0	0			
2	0.0	0.05	1	1	1	0	0	0	0			
3	0.0	0.35	1	1	1	0	0	0	0			
4	0.0	0.4	0	0	0	0	0	0	0			
5	0.0	2.0375	1	1	1	0	0	0	0			
6	0.0	2.1375	1	1	1	0	0	0	0			
7	0.0	3.775	0	0	0	0	0	0	0			
8	0.0	3.825	1	1	1	0	0	0	0			
9	0.0	4.15	1	1	1	0	0	0	0			
10	0.0	4.225	0	0	0	0	0	0	0			
11	0.0	4.85	1	1	1	0	0	0	0			
12	0.0	5.15	1	1	1	0	0	0	0			
13	0.0	5.2	0	0	0	0	0	0	0			
14	0.0	6.655	1	1	1	0	0	0	0			
15	0.0	6.755	1	1	1	0	0	0	0			
16	0.0	8.21	0	0	0	0	0	0	0			
17	0.0	8.26	1	1	1	0	0	0	0			
18	0.0	8.56	1	1	1	0	0	0	0			
19	0.0	8.875	0	0	0	0	0	0	0			
20	0.0	9.8	1	1	1	0	0	0	0			
21	0.0	10.1	1	1	1	0	0	0	0			
22	0.0	10.15	0	0	0	0	0	0	0			
23	0.0	11.755	1	1	1	0	0	0	0			
24	0.0	11.855	1	1	1	0	0	0	0			
25	0.0	13.46	0	0	0	0	0	0	0			
26	0.0	13.51	1	1	1	0	0	0	0			
27	0.0	13.81	1	1	1	0	0	0	0			
28	0.0	14.54	0	0	0	0	0	0	0			
29	3.195	0.0	1	1	1	0	0	0	0			
30	3.195	0.05	1	1	1	0	0	0	0			
31	3.195	0.35	1	1	1	0	0	0	0			
32	3.195	0.4	0	0	0	0	0	0	0			
33	3.195	2.0375	1	1	1	0	0	0	0			
34	3.195	2.1375	1	1	1	0	0	0	0			
35	3.195	3.775	0	0	0	0	0	0	0			
36	3.195	3.825	1	1	1	0	0	0	0			
37	3.195	4.1	1	1	1	0	0	0	0			
38	3.195	4.225	0	0	0	39	39	0	0			
39	3.410	4.225	0	0	0	0	0	0	0			
40	3.410	4.85	1	1	1	0	0	0	0			
41	3.410	5.15	1	1	1	0	0	0	0			
42	3.410	5.2	0	0	0	0	0	0	0			
43	3.410	6.655	1	1	1	0	0	0	0			
44	3.410	6.755	1	1	1	0	0	0	0			
45	3.410	8.21	0	0	0	0	0	0	0			
46	3.410	8.26	1	1	1	0	0	0	0			
47	3.410	8.56	1	1	1	0	0	0	0			
48	3.410	8.875	0	0	0	0	0	0	0			
49	3.410	9.8	1	1	1	0	0	0	0			
50	3.410	10.1	1	1	1	0	0	0	0			
51	3.410	10.15	0	0	0	0	0	0	0			
52	3.410	11.755	1	1	1	0	0	0	0			
53	3.410	11.855	1	1	1	0	0	0	0			
54	3.410	13.46	0	0	0	0	0	0	0			
55	3.410	13.51	1	1	1	0	0	0	0			
56	3.410	13.81	1	1	1	0	0	0	0			
57	3.410	14.54	0	0	0	0	0	0	0			
58	7.030	0.0	1	1	1	0	0	0	0			
59	7.030	0.05	1	1	1	0	0	0	0			
60	7.030	0.35	1	1	1	0	0	0	0			
61	7.030	0.4	0	0	0	0	0	0	0			
62	7.030	2.0375	1	1	1	0	0	0	0			
63	7.030	2.1375	1	1	1	0	0	0	0			
64	7.030	3.775	0	0	0	0	0	0	0			
65	7.030	3.825	1	1	1	0	0	0	0			
66	7.030	4.15	1	1	1	0	0	0	0			
67	7.030	4.225	0	0	0	68	68	0	0			
68	6.830	4.225	0	0	0	0	0	0	0			
69	6.830	4.850	1	1	1	0	0	0	0			
70	6.830	5.150	1	1	1	0	0	0	0			
71	6.830	5.200	0	0	0	0	0	0	0			
72	6.830	6.680	1	1	1	0	0	0	0			
73	6.830	6.780	1	1	1	0	0	0	0			
74	6.830	8.260	0	0	0	0	0	0	0			
75	6.830	8.310	1	1	1	0	0	0	0			
76	6.830	8.610	1	1	1	0	0	0	0			
77	6.830	8.875	0	0	0	0	0	0	0			
78	6.830	9.80	1	1	1	0	0	0	0			
79	6.830	10.10	1	1	1	0	0	0	0			
80	6.830	10.15	0	0	0	0	0	0	0			
81	6.830	11.780	1	1	1	0	0	0	0			
82	6.830	11.880	1	1	1	0	0	0	0			
83	6.830	13.510	0	0	0	0	0	0	0			
84	6.830	13.560	1	1	1	0	0	0	0			
85	6.830	13.860	1	1	1	0	0	0	0			
86	6.830	14.540	0	0	0	0	0	0	0			
87	10.240	0.0	1	1	1	0	0	0	0			
88	10.240	0.05	1	1	1	0	0	0	0			
89	10.240	0.35	1	1	1	0	0	0	0			
90	10.240	0.4	0	0	0	0	0	0	0			
91	10.240	2.0375	1	1	1	0	0	0	0			
92	10.240	2.1375	1	1	1	0	0	0	0			
93	10.240	3.775	0	0	0	0	0	0	0			
94	10.240	3.825	1	1	1	0	0	0	0			
95	10.240	4.15	1	1	1	0	0	0	0			

96	10.240	4.225	0	0	0	0	0	0	0
97	10.240	4.85	1	1	1	0	0	0	3
98	10.240	5.15	1	1	1	0	0	0	3
99	10.240	5.2	0	0	0	0	0	0	3
100	10.240	6.63	1	1	1	0	0	0	3
101	10.240	6.73	1	1	1	0	0	0	3
102	10.240	8.16	0	0	0	0	0	0	3
103	10.240	8.21	1	1	1	0	0	0	3
104	10.240	8.51	1	1	1	0	0	0	3
105	10.240	8.875	0	0	0	0	0	0	0
106	10.240	9.8	1	1	1	0	0	0	3
107	10.240	10.1	1	1	1	0	0	0	3
108	10.240	10.15	0	0	0	0	0	0	3
109	10.240	11.73	1	1	1	0	0	0	3
110	10.240	11.83	1	1	1	0	0	0	3
111	10.240	13.41	0	0	0	0	0	0	3
112	10.240	13.46	1	1	1	0	0	0	3
113	10.240	13.76	1	1	1	0	0	0	3
114	10.240	14.54	0	0	0	0	0	0	0
115	1.055	4.225	1	1	1	0	0	0	3
116	1.175	4.225	1	1	1	0	0	0	3
117	1.225	4.225	0	0	0	0	0	0	3
118	1.655	4.225	1	1	1	0	0	0	3
119	1.755	4.225	1	1	1	0	0	0	3
120	2.185	4.225	0	0	0	0	0	0	3
121	2.235	4.225	1	1	1	0	0	0	3
122	2.355	4.225	1	1	1	0	0	0	3
123	4.250	4.225	1	1	1	0	0	0	3
124	4.370	4.225	1	1	1	0	0	0	3
125	4.420	4.225	0	0	0	0	0	0	3
126	5.070	4.225	1	1	1	0	0	0	3
127	5.170	4.225	1	1	1	0	0	0	3
128	5.820	4.225	0	0	0	0	0	0	3
129	5.870	4.225	1	1	1	0	0	0	3
130	5.990	4.225	1	1	1	0	0	0	3
131	7.975	4.225	1	1	1	0	0	0	3
132	8.095	4.225	1	1	1	0	0	0	3
133	8.145	4.225	0	0	0	0	0	0	3
134	8.575	4.225	1	1	1	0	0	0	3
135	8.675	4.225	1	1	1	0	0	0	3
136	9.105	4.225	0	0	0	0	0	0	3
137	9.155	4.225	1	1	1	0	0	0	3
138	9.275	4.225	1	1	1	0	0	0	3
139	1.055	8.875	1	1	1	0	0	0	3
140	1.175	8.875	1	1	1	0	0	0	3
141	1.225	8.875	0	0	0	0	0	0	3
142	1.655	8.875	1	1	1	0	0	0	3
143	1.755	8.875	1	1	1	0	0	0	3
144	2.185	8.875	0	0	0	0	0	0	3
145	2.235	8.875	1	1	1	0	0	0	3
146	2.355	8.875	1	1	1	0	0	0	3
147	4.465	8.875	1	1	1	0	0	0	3
148	4.585	8.875	1	1	1	0	0	0	3
149	4.635	8.875	0	0	0	0	0	0	3
150	5.025	8.875	1	1	1	0	0	0	3
151	5.125	8.875	1	1	1	0	0	0	3
152	5.515	8.875	0	0	0	0	0	0	3
153	5.565	8.875	1	1	1	0	0	0	3
154	5.685	8.875	1	1	1	0	0	0	3
155	7.975	8.875	1	1	1	0	0	0	3
156	8.095	8.875	1	1	1	0	0	0	3
157	8.145	8.875	0	0	0	0	0	0	3
158	8.575	8.875	1	1	1	0	0	0	3
159	8.675	8.875	1	1	1	0	0	0	3
160	9.105	8.875	0	0	0	0	0	0	3
161	9.155	8.875	1	1	1	0	0	0	3
162	9.275	8.875	1	1	1	0	0	0	3
163	1.055	14.54	1	1	1	0	0	0	3
164	1.175	14.54	1	1	1	0	0	0	3
165	1.225	14.54	0	0	0	0	0	0	3
166	1.655	14.54	1	1	1	0	0	0	3
167	1.755	14.54	1	1	1	0	0	0	3
168	2.185	14.54	0	0	0	0	0	0	3
169	2.235	14.54	1	1	1	0	0	0	3
170	2.355	14.54	1	1	1	0	0	0	3
171	4.465	14.54	1	1	1	0	0	0	3
172	4.585	14.54	1	1	1	0	0	0	3
173	4.635	14.54	0	0	0	0	0	0	3
174	5.025	14.54	1	1	1	0	0	0	3
175	5.125	14.54	1	1	1	0	0	0	3
176	5.515	14.54	0	0	0	0	0	0	3
177	5.565	14.54	1	1	1	0	0	0	3
178	5.685	14.54	1	1	1	0	0	0	3
179	7.975	14.54	1	1	1	0	0	0	3
180	8.095	14.54	1	1	1	0	0	0	3
181	8.145	14.54	0	0	0	0	0	0	3
182	8.575	14.54	1	1	1	0	0	0	3
183	8.675	14.54	1	1	1	0	0	0	3
184	9.105	14.54	0	0	0	0	0	0	3
185	9.155	14.54	1	1	1	0	0	0	3
186	9.275	14.54	1	1	1	0	0	0	3
DRIFT ANGLE									
1	10	19	28						
ELEMENTS 0									
1	1	1	4	2	3				
2	2	29	32	30	31				
3	3	58	61	59	60				
4	4	87	90	88	89				
5	5	7	10	8	9				
6	6	35	38	36	37				

7	7	64	67	65	66						
8	8	93	96	94	95						
9	9	10	13	11	12						
10	10	39	42	40	41						
11	11	68	71	69	70						
12	12	96	99	97	98						
13	13	16	19	17	18						
14	14	45	48	46	47						
15	15	74	77	75	76						
16	16	102	105	103	104						
17	17	19	22	20	21						
18	18	48	51	49	50						
19	19	77	80	78	79						
20	20	105	108	106	107						
21	21	25	28	26	27						
22	22	54	57	55	56						
23	23	83	86	84	85						
24	24	111	114	112	113						
25	25	10	117	115	116						
26	26	120	39	121	122						
27	27	39	125	123	124						
28	28	128	68	129	130						
29	29	68	133	131	132						
30	30	136	96	137	138						
31	31	19	141	139	140						
32	32	144	48	145	146						
33	33	48	149	147	148						
34	34	152	77	153	154						
35	35	77	157	155	156						
36	36	160	105	161	162						
37	37	28	165	163	164						
38	38	168	57	169	170						
39	39	57	173	171	172						
40	40	176	86	177	178						
41	41	86	181	179	180						
42	42	184	114	185	186						
43	43	4	7	5	6						
44	44	32	35	33	34						
45	45	61	64	62	63						
46	46	90	93	91	92						
47	47	13	16	14	15						
48	48	42	45	43	44						
49	49	71	74	72	73						
50	50	99	102	100	101						
51	51	22	25	23	24						
52	52	51	54	52	53						
53	53	80	83	81	82						
54	54	108	111	109	110						
55	55	117	120	118	119						
56	56	125	128	126	127						
57	57	133	136	134	135						
58	58	141	144	142	143						
59	59	149	152	150	151						
60	60	157	160	158	159						
61	61	165	168	166	167						
62	62	173	176	174	175						
63	63	181	184	182	183						
PROPS											
1	SPRING	3	0	1967638.6	4133243 1946694.1	0	0	0.0001			
0	7	0	0	418 -418							
20.7	27.6	0.75	28.43								
2	SPRING	3	0	1585756.1	2943794 994586.2	0	0	0.0001			
1	7	0	0	300 -300							
0	0	0	0								
14.8	19.7	0.75	20.29								
3	SPRING	3	0	1762481.9	3492540 1399058.2	0	0	0.0001			
1	7	0	0	372.6 -372.6							
0	0	0	0								
16.7	22.3	0.75	22.97								
4	SPRING	3	0	1799783.1	3608889 1489780.5	0	0	0.0001			
1	7	0	0	358.0 -358.0							
0	0	0	0								
18.5	24.7	0.75	25.44								
5	SPRING	3	0	1967638.6	4133243 1946694.1	0	0	0.0001			
1	7	0	0	418 -418							
0	0	0	0								
20.7	27.6	0.75	28.43								
6	SPRING	3	0	1585756.1	2943794 994586.2	0	0	0.0001			
1	7	0	0	300 -300							
0	0	0	0								
14.8	19.7	0.75	20.29								
7	SPRING	3	0	1762481.9	3492540 1399058.2	0	0	0.0001			
1	7	0	0	372.6 -372.6							
0	0	0	0								
16.7	22.3	0.75	22.97								
8	SPRING	3	0	1799783.1	3608889 1489780.5	0	0	0.0001			
1	7	0	0	358.0 -358.0							
0	0	0	0								
18.5	24.7	0.75	25.44								
9	SPRING	3	0	1458800.5	3222103 1443272.4	0	0	0.0001			
1	7	0	0	239 -239							
0	0	0	0								
26.7	35.6	0.75	36.7								
10	SPRING	3	0	1458800.5	3222103 1443272.4	0	0	0.0001			
1	7	0	0	239 -239							
0	0	0	0								
26.7	35.6	0.75	36.7								
11	SPRING	3	0	1562194.1	3543377 1820511.6	0	0	0.0001			
1	7	0	0	280.5 -280.5							
0	0	0	0								

28.7	38.3	0.75	39.45								
12	SPRING										
1	7	3	0	1352582	2890831	1119607.2	0	0	0.0001		
0	0	0	0	201	-201						
24.6	32.8	0.75	33.78								
13	SPRING										
1	7	3	0	1458800.5		3222103	1443272.4	0	0	0.0001	
0	0	0	0	239	-239						
26.7	35.6	0.75	36.7								
14	SPRING										
1	7	3	0	1458800.5		3222103	1443272.4	0	0	0.0001	
0	0	0	0	239	-239						
26.7	35.6	0.75	36.7								
15	SPRING										
1	7	3	0	1562194.1		3543377	1820511.6	0	0	0.0001	
0	0	0	0	280.5	-280.5						
28.7	38.3	0.75	39.45								
16	SPRING										
1	7	3	0	1352582	2890831	1119607.2	0	0	0.0001		
0	0	0	0	201	-201						
24.6	32.8	0.75	33.78								
17	SPRING										
1	7	3	0	1349663.3		2881716	1335296.9	0	0	0.0001	
0	0	0	0	103.5	-103.5						
57	76	0.75	78.2								
18	SPRING										
1	7	3	0	1349663.3		2881716	1335296.9	0	0	0.0001	
0	0	0	0	103.5	-103.5						
57	76	0.75	78.2								
19	SPRING										
1	7	3	0	1446761.1		3184608	1685991.1	0	0	0.0001	
0	0	0	0	121.5	-121.5						
61.4	81.8	0.75	84.25								
20	SPRING										
1	7	3	0	1250113.6		2570673	1034788.5	0	0	0.0001	
0	0	0	0	87.2	-87.2						
52.4	69.9	0.75	72								
21	SPRING										
1	7	3	0	1349663.3		2881716	1335296.9	0	0	0.0001	
0	0	0	0	103.5	-103.5						
57	76	0.75	78.2								
22	SPRING										
1	7	3	0	1349663.3		2881716	1335296.9	0	0	0.0001	
0	0	0	0	103.5	-103.5						
57	76	0.75	78.2								
23	SPRING										
1	7	3	0	1446761.1		3184608	1685991.1	0	0	0.0001	
0	0	0	0	121.5	-121.5						
61.4	81.8	0.75	84.25								
24	SPRING										
1	7	3	0	1250113.6		2570673	1034788.5	0	0	0.0001	
0	0	0	0	87.2	-87.2						
52.4	69.9	0.75	72								
25	SPRING										
1	14	3	0	3721154	9481903	1292067	0	0	0.0001		
0	0	0	0	167.05	-167.05						
2.36	11.78	0.4	12.25								
0.35	0.4	0	0	0	0	116.9	-116.9				
26	SPRING										
1	14	3	0	3721154	9481903	1292067	0	0	0.0001		
0	0	0	0	167.05	-167.05						
2.36	11.78	0.4	12.25								
0.35	0.4	0	0	0	0	116.9	-116.9				
27	SPRING										
1	14	3	0	2845588	6848786	988051	0	0	0.0001		
0	0	0	0	171.6	-171.6						
1.75	8.77	0.4	9.12								
0.35	0.4	0	0	0	0	120	-120				
28	SPRING										
1	14	3	0	2845588	6848786	988051	0	0	0.0001		
0	0	0	0	171.6	-171.6						
1.75	8.77	0.4	9.12								
0.35	0.4	0	0	0	0	120	-120				
29	SPRING										
1	14	3	0	3721154	9481903	1292067	0	0	0.0001		
0	0	0	0	167.1	-167.1						
2.35	11.77	0.4	12.24								
0.35	0.4	0	0	0	0	117	-117				
30	SPRING										
1	14	3	0	3721154	9481903	1292067	0	0	0.0001		
0	0	0	0	167.1	-167.1						
2.35	11.77	0.4	12.24								
0.35	0.4	0	0	0	0	117	-117				
31	SPRING										
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001		
0	0	0	0	212.2	-212.2						
3.96	19.81	0.4	20.6								
0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5				
32	SPRING										
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001		
0	0	0	0	212.2	-212.2						
3.96	19.81	0.4	20.6								
0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5				
33	SPRING										
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001		
0	0	0	0	212	-212						
3.96	19.81	0.4	20.6								
0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5				
34	SPRING										
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001		
0	0	0	0	212	-212						
3.96	19.81	0.4	20.6								

0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5		
35	SPRING								
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001
0	0	0	0	212.2	-212.2				
3.96	19.81	0.4	20.6						
0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5		
36	SPRING								
1	14	3	0	3650192	9738683	2776174	0	0	0.0001
0	0	0	0	212.2	-212.2				
3.96	19.81	0.4	20.6						
0.35	0.4	0	0	0	0	148.5	-148.5		
37	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	347.8	-347.8				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
38	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	347.8	-347.8				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
39	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	347.8	-347.8				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
40	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	347.8	-347.8				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
41	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	348	-348				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
42	SPRING								
1	14	3	0	5248385	14294331		8252327	0	0.0001
0	0	0	0	348	-348				
7.18	35.91	0.4	37.35						
0.35	0.4	0	0	0	0	243.5	-243.5		
43	SPRING								
1	7	3	0	1967638.6		41332.4	194669413		0.0001
0	0	196.3	-196.3	0	0				
1.01	1.4	0.5	2.10						
44	SPRING								
1	7	3	0	1585756.1		29437.9	99458622		0.0001
0	0	166.25	-166.25	0	0				
1.01	1.4	0.5	1.75						
45	SPRING								
1	7	3	0	1762481.9		34925.4	139905815		0.0001
0	0	185.3	-185.3	0	0				
1.01	1.4	0.5	1.86						
46	SPRING								
1	7	3	0	1799783.1		36088.9	148978049		0.0001
0	0	181.5	-181.5	0	0				
1.01	1.4	0.5	2.0						
47	SPRING								
1	7	3	0	1458800.5		32221	144327242		0.0001
0	0	121.5	-121.5	0	0				
1.01	1.65	0.5	2.6						
48	SPRING								
1	7	3	0	1458800.5		32221	144327242		0.0001
0	0	121.5	-121.5	0	0				
1.01	1.65	0.5	2.6						
49	SPRING								
1	7	3	0	1562194.1		35433.8	182051163		0.0001
0	0	131.5	-131.5	0	0				
1.01	1.65	0.5	2.6						
50	SPRING								
1	7	3	0	1352582	28908.3	111960724		0	0.0001
0	0	111.09	-111.09	0	0				
1.01	1.65	0.5	2.6						
51	SPRING								
1	14	3	0	1349663.3		28817.2	133529693		0.0001
0	0	89.37	-89.37	0	0				
1.06	1.60	0.5	3.20						
0.60	0.4	0	0	62.56	-62.56				
52	SPRING								
1	14	3	0	1349663.3		28817.2	133529693		0.0001
0	0	89.37	-89.37	0	0				
1.06	1.60	0.5	3.20						
0.60	0.4	0	0	62.56	-62.56				
53	SPRING								
1	14	3	0	1446761.1		31846.1	168599107		0.0001
0	0	96.92	-96.92	0	0				
1.07	1.60	0.5	3.20						
0.60	0.4	0	0	67.8	-67.8				
54	SPRING								
1	14	3	0	1250113.6		25706.7	103478851		0.0001
0	0	81.9	-81.9	0	0				
1.03	1.50	0.5	3.1						
0.60	0.4	0	0	57.3	-57.3				
55	SPRING								
1	14	3	0	3721154	94819	129206731		0	0.0001
0	0	170	-170	0	0				
1.52	1.58	0.4	15.21						
0.40	0.4	0	0	119	-119				
56	SPRING								
1	14	3	0	2845588	68488	98805147		0	0.0001
0	0	170	-170	0	0				
1.24	1.29	0.4	10.98						

0.40	0.4	0	0	119	-119				
57	SPRING								
1	14	3	0	3721154	94819	129206731	0	0.0001	
0	0	170	-170	0	0				
1.52	1.58	0.4	15.21						
0.40	0.4	0	0	119	-119				
58	SPRING								
1	14	3	0	3650192	97387	277617404	0	0.0001	
0	0	165.75	-165.75	0	0				
1.59	1.65	0.4	15.92						
0.40	0.4	0	0	116	-116				
59	SPRING								
1	14	3	0	3650192	97387	277617404	0	0.0001	
0	0	165.75	-165.75	0	0				
1.59	1.65	0.4	15.92						
0.40	0.4	0	0	116	-116				
60	SPRING								
1	14	3	0	3650192	97387	277617404	0	0.0001	
0	0	165.75	-165.75	0	0				
1.59	1.65	0.4	15.92						
0.40	0.4	0	0	116	-116				
61	SPRING								
1	14	3	0	5248385	142943	825232671	0	0.0001	
0	0	238.35	-238.35	0	0				
1.63	1.7	0.4	16.25						
0.40	0.4	0	0	166.85	-166.85				
62	SPRING								
1	14	3	0	5248385	142943	825232671	0	0.0001	
0	0	238.35	-238.35	0	0				
1.63	1.7	0.4	16.25						
0.40	0.4	0	0	166.85	-166.85				
63	SPRING								
1	14	3	0	5248385	142943	825232671	0	0.0001	
0	0	238.35	-238.35	0	0				
1.63	1.7	0.4	16.25						
0.40	0.4	0	0	166.85	-166.85				
WEIGHTS									
10	131.3								
19	154.6								
28	65.0								
38	172.2								
48	173.1								
57	70.0								
67	184.4								
77	182.8								
86	73.0								
96	154.1								
105	143.3								
114	60.0								
186	0								
LOADS									
10	0	-201.5	0						
19	0	-148.0	0						
28	0	-100.0	0						
38	0	-170.0	0						
48	0	-155.0	0						
57	0	-106.5	0						
67	0	-189.0	0						
77	0	-165.0	0						
86	0	-112.0	0						
96	0	-182.0	0						
105	0	-137.5	0						
114	0	-93.0	0						
186	0	0	0						
SHAPE									
10	125.0								
19	204.0								
28	225.0								
186	0								
EQUAKE									
1	1	1.0	1.0						
START									
1		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
2		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
! Linear Ramp Function 'Caltech' Format									

ANEXO 2

A2 Archivo de datos correspondiente a la obtención de curva PR-model en Figura 5.17a

PAVIA-3D													
2	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
247	84	41	8	0	0	9.81	0.0	0.0	0.002	10.0	1.0		
1	5	5	15	0.03	0.01	0.01	0	3	2				
DEFAULT													
5	0	0.005	0	0	0	0.024							
NODES													
1	0	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
2	0	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
3	0.2575	0	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
4	0.2575	0.6325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
5	0.2575	0.8325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
6	0.2575	0.8825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
7	0.2575	1.4775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
8	0.2575	1.5775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
9	0.2575	2.1725	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
10	0.2575	2.2225	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
11	0.2575	2.4225	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
12	0.2575	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
13	0.2575	3.5725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
14	0.2575	3.7725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
15	0.2575	3.8225	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
16	0.2575	4.4025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
17	0.2575	4.5025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
18	0.2575	5.0825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
19	0.2575	5.1325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
20	0.2575	5.3325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
21	0.2575	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
22	1.895	0	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
23	1.895	0.6475	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
24	1.895	0.8475	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
25	1.895	0.8975	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
26	1.895	1.4775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
27	1.895	1.5775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
28	1.895	2.1575	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
29	1.895	2.2075	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
30	1.895	2.4075	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
31	1.895	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
32	1.895	3.5725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
33	1.895	3.7725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
34	1.895	3.8225	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
35	1.895	4.4025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
36	1.895	4.5025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
37	1.895	5.0825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
38	1.895	5.1325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
39	1.895	5.3325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
40	1.895	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
41	3.855	0	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
42	3.855	0.6475	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
43	3.855	0.8475	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
44	3.855	0.8975	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
45	3.855	1.4775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
46	3.855	1.5775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
47	3.855	2.1575	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
48	3.855	2.2075	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
49	3.855	2.4075	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
50	3.855	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
51	3.855	3.5725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
52	3.855	3.7725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
53	3.855	3.8225	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
54	3.855	4.4025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
55	3.855	4.5025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
56	3.855	5.0825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
57	3.855	5.1325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
58	3.855	5.3325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
59	3.855	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
60	5.4925	0	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
61	5.4925	0.6325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
62	5.4925	0.8325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
63	5.4925	0.8825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
64	5.4925	1.4775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
65	5.4925	1.5775	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
66	5.4925	2.1725	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
67	5.4925	2.2225	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
68	5.4925	2.4225	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
69	5.4925	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
70	5.4925	3.5725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
71	5.4925	3.7725	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
72	5.4925	3.8225	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
73	5.4925	4.4025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
74	5.4925	4.5025	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
75	5.4925	5.0825	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
76	5.4925	5.1325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
77	5.4925	5.3325	0.00	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
78	5.4925	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
79	5.75	2.99	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
80	5.75	5.7525	0.00	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
81	0.000	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
82	0.000	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
83	0.5125	0.000	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
84	0.5125	0.050	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
85	0.5125	0.250	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
86	0.5125	0.300	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
87	0.5125	1.225	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
88	0.5125	1.325	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
89	0.5125	2.300	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
90	0.5125	2.350	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
91	0.5125	2.550	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
92	0.5125	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
93	0.5125	3.420	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
94	0.5125	3.620	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0

95	0.5125	3.670	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
96	0.5125	4.405	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
97	0.5125	4.505	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
98	0.5125	5.240	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
99	0.5125	5.290	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
100	0.5125	5.490	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
101	0.5125	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
102	2.875	0.000	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0
103	2.875	0.050	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
104	2.875	0.250	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
105	2.875	0.300	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
106	2.875	1.140	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
107	2.875	1.240	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
108	2.875	2.130	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
109	2.875	2.180	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
110	2.875	2.380	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
111	2.875	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
112	2.875	3.460	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
113	2.875	3.660	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
114	2.875	3.710	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
115	2.875	4.400	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
116	2.875	4.500	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
117	2.875	5.190	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
118	2.875	5.240	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
119	2.875	5.440	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
120	2.875	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
121	5.2375	0.000	4.150	1	1	1	1	1	1	0	0
122	5.2375	0.050	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
123	5.2375	0.250	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
124	5.2375	0.300	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
125	5.2375	1.225	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
126	5.2375	1.325	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
127	5.2375	2.300	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
128	5.2375	2.350	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
129	5.2375	2.550	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
130	5.2375	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
131	5.2375	3.420	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
132	5.2375	3.620	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
133	5.2375	3.670	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
134	5.2375	4.405	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
135	5.2375	4.505	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
136	5.2375	5.240	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
137	5.2375	5.290	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
138	5.2375	5.490	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
139	5.2375	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
140	5.750	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
141	5.750	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
142	0.090	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
143	0.180	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
144	0.515	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
145	0.615	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
146	0.665	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
147	0.930	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
148	1.030	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
149	1.295	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
150	1.345	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
151	1.445	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
152	2.345	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
153	2.445	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
154	2.495	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
155	2.825	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
156	2.925	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
157	3.255	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
158	3.305	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
159	3.405	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
160	4.305	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
161	4.405	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
162	4.455	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
163	4.720	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
164	4.820	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
165	5.085	2.9900	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
166	5.135	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
167	5.235	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
168	5.5825	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
169	5.6725	2.9900	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
170	0.090	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
171	0.180	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
172	0.515	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
173	0.615	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
174	0.665	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
175	0.930	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
176	1.030	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
177	1.295	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
178	1.345	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
179	1.445	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
180	2.345	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
181	2.445	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
182	2.495	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
183	2.825	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
184	2.925	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
185	3.255	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
186	3.305	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
187	3.405	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
188	4.305	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
189	4.405	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
190	4.455	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
191	4.720	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
192	4.820	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
193	5.085	5.7525	0.000	0	0	0	1	0	0	0	0
194	5.135	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
195	5.235	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
196	5.5825	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3

197	5.6725	5.7525	0.000	1	1	1	1	1	1	0	3
198	0.1700	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
199	0.3400	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
200	1.0250	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
201	1.1250	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
202	1.1750	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
203	1.4450	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
204	1.5450	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
205	1.8150	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
206	1.8650	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
207	1.9650	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
208	3.7850	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
209	3.8850	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
210	3.9350	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
211	4.2050	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
212	4.3050	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
213	4.5750	2.990	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
214	4.6250	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
215	4.7250	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
216	5.4075	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
217	5.5775	2.990	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
218	0.1700	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
219	0.3400	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
220	1.0250	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
221	1.1250	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
222	1.1750	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
223	1.4450	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
224	1.5450	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
225	1.8150	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
226	1.8650	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
227	1.9650	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
228	3.7850	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
229	3.8850	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
230	3.9350	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
231	4.2050	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
232	4.3050	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
233	4.5750	5.7525	4.150	0	0	0	1	0	0	0	0
234	4.6250	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
235	4.7250	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
236	5.4075	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
237	5.5775	5.7525	4.150	1	1	1	1	1	1	0	3
238	0.000	2.990	0.010	1	1	1	1	1	1	0	3
239	0.000	2.990	4.140	1	1	1	1	1	1	0	3
240	5.750	2.990	0.010	1	1	1	1	1	1	0	3
241	5.750	2.990	4.140	1	1	1	1	1	1	0	3
242	0.000	5.7525	0.010	1	1	1	1	1	1	0	3
243	0.000	5.7525	4.140	1	1	1	1	1	1	0	3
244	5.750	5.7525	0.010	1	1	1	1	1	1	0	3
245	5.750	5.7525	4.140	1	1	1	1	1	1	0	3
246	2.875	2.9900	0.000	2	2	1	1	1	2	171	0
247	2.875	5.7525	0.000	2	2	1	1	1	2	199	0

DRIFT

83 92 101

ELEMENTS 0

1	1	3	6	4	5	X	0
2	2	9	12	10	11	X	0
3	3	12	15	13	14	X	0
4	4	18	21	19	20	X	0
5	5	22	25	23	24	X	0
6	6	28	31	29	30	X	0
7	7	31	34	32	33	X	0
8	8	37	40	38	39	X	0
9	5	41	44	42	43	X	0
10	6	47	50	48	49	X	0
11	7	50	53	51	52	X	0
12	8	56	59	57	58	X	0
13	1	60	63	61	62	X	0
14	2	66	69	67	68	X	0
15	3	69	72	70	71	X	0
16	4	75	78	76	77	X	0
17	9	6	9	7	8	X	0
18	10	15	18	16	17	X	0
19	11	25	28	26	27	X	0
20	12	34	37	35	36	X	0
21	11	44	47	45	46	X	0
22	12	53	56	54	55	X	0
23	9	63	66	64	65	X	0
24	10	72	75	73	74	X	0
25	13	83	86	84	85	X	0
26	14	89	92	90	91	X	0
27	15	92	95	93	94	X	0
28	16	98	101	99	100	X	0
29	17	102	105	103	104	X	0
30	18	108	111	109	110	X	0
31	19	111	114	112	113	X	0
32	20	117	120	118	119	X	0
33	13	121	124	122	123	X	0
34	14	127	130	128	129	X	0
35	15	130	133	131	132	X	0
36	16	136	139	137	138	X	0
37	21	86	89	87	88	X	0
38	22	95	98	96	97	X	0
39	23	105	108	106	107	X	0
40	24	114	117	115	116	X	0
41	21	124	127	125	126	X	0
42	22	133	136	134	135	X	0
43	25	1	12	142	143	Y	0
44	26	12	146	144	145	Y	0
45	27	149	31	150	151	Y	0
46	27	31	154	152	153	Y	0
47	27	157	50	158	159	Y	0

1	14	3	0						
728693.18	1000000	31044.43	1000000	131164000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	28.2	-28.2					
0	0	0	0	0					
2.9	4.2	0.6	8.5						
0.35	0.4	0	0	0	19.7	-19.7			
12	SPRING								
1	14	3	0						
728693.18	1000000	31044.43	1000000	131164000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	13.2	-13.2					
0	0	0	0	0					
6.3	9.1	0.6	18.2						
0.35	0.4	0	0	0	9.2	-9.2			
13	SPRING								
1	7	3	0						
642647	1000000	24023000	1000000	188866	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	34.9	-34.9	0					
19.7	26.7	0.75	28.1						
14	SPRING								
1	7	3	0						
642647	1000000	24023000	1000000	188866	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	34.9	-34.9	0					
19.7	26.7	0.75	28.1						
15	SPRING								
1	7	3	0						
791667	1000000	36449000	1000000	232662	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	19.4	-19.4	0					
36.4	48.8	0.75	51.24						
16	SPRING								
1	7	3	0						
791667	1000000	36449000	1000000	232662	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	19.4	-19.4	0					
36.4	48.8	0.75	51.24						
17	SPRING								
1	7	3	0						
1089706	1000000	63613000	1000000	802120	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	95	-95	0					
29.1	39.2	0.75	41.2						
18	SPRING								
1	7	3	0						
1089706	1000000	63613000	1000000	802120	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	95	-95	0					
29.1	39.2	0.75	41.2						
19	SPRING								
1	7	3	0						
1309849	1000000	84231000	1000000	964165	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	50	-50	0					
56.2	75.3	0.75	79.1						
20	SPRING								
1	7	3	0						
1309849	1000000	84231000	1000000	964165	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	50	-50	0					
56.2	75.3	0.75	79.1						
21	SPRING								
1	14	3	0						
642647	1000000	24023	1000000	188866000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	0	24.65	-24.65				
0	0	0	0	0					
2.6	3.9	0.6	7.5						
0.35	0.4	0	0	0	17.25	-17.25			
22	SPRING								
1	14	3	0						
791667	1000000	36449	1000000	232662000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	0	12.7	-12.7				
0	0	0	0	0					
7.7	11.1	0.6	23.83						
0.35	0.4	0	0	0	8.9	-8.9			
23	SPRING								
1	14	3	0						
1089706	1000000	63613	1000000	802120000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	0	47.5	-47.5				
0	0	0	0	0					
3.6	5.1	0.6	10.3						
0.35	0.4	0	0	0	33.2	-33.2			
24	SPRING								
1	14	3	0						
1309849	1000000	84231	1000000	964165000	1000000	0	0.0002		
0	0	0	0	27	-27				
0	0	0	0	0					
8.4	12	0.6	24						
0.35	0.4	0	0	0	19	-19			
25	SPRING								
1	0	0	0						
1000000000	1000000000	1000000000	1000000000	1000000000	1000000000	1000000000	1000000000	0	
26	SPRING								
1	7	3	0						
2589516.13	1000000	200605000	1000000	1643537.1	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					
0	0	78.5	-78.5	0					
7.37	30.4	0.4	32						
27	SPRING								
1	7	3	0						
2271934	1000000	172374000	1000000	1441971	1000000	0	0	0.0005	
0	0	0	0	0					

0	0	80	-80	0	0				
6.3	26.2	0.4	27.5						
28	SPRING								
1	7	3	0						
2091532	1000000	156170000		1000000	865999	1000000	0	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	34.5	-34.5	0	0				
9.2	37	0.4	39						
29	SPRING								
1	7	3	0						
1835024	1000000	132885000		1000000	759791.5		1000000	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	35	-35	0	0				
7.8	32	0.4	34						
30	SPRING								
1	14	3	0						
2589516	1000000	200606	1000000	1643537000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	57.7	-57.7				
0	0	0	0	0	0				
9.6	10.1	0.4	60						
0.4	0.4	0	0	0	0	40.4	-40.4		
31	SPRING								
1	14	3	0						
2271934	1000000	172375	1000000	1441971000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	57.7	-57.7				
0	0	0	0	0	0				
8.3	8.8	0.4	51.5						
0.4	0.4	0	0	0	0	40.4	-40.4		
32	SPRING								
1	14	3	0						
2091532	1000000	156171	1000000	865999000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	46.6	-46.6				
0	0	0	0	0	0				
9.3	9.8	0.4	57.8						
0.4	0.4	0	0	0	0	32.6	-32.6		
33	SPRING								
1	14	3	0						
1835024	1000000	132885	1000000	759791000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	46.6	-46.6				
0	0	0	0	0	0				
7.9	8.3	0.4	49.2						
0.4	0.4	0	0	0	0	32.6	-32.6		
34	SPRING								
1	0	0	0						
50000000		50000000		50000000		50000000		50000000	0
35	SPRING								
1	7	3	0						
2561968	1000000	198170000		1000000	1626053	1000000	0	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	65.6	-65.6	0	0				
9	36.2	0.4	38.1						
36	SPRING								
1	7	3	0						
2561968	1000000	198170000		1000000	1626053	1000000	0	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	65.6	-65.6	0	0				
9	36.2	0.4	38.1						
37	SPRING								
1	7	3	0						
2069282	1000000	154163000		1000000	856786	1000000	0	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	31.5	-31.5	0	0				
10	40	0.4	42						
38	SPRING								
1	7	3	0						
2069282	1000000	154163000		1000000	856786	1000000	0	0	0.0005
0	0	0	0	0	0				
0	0	31.5	-31.5	0	0				
10	40	0.4	42						
39	SPRING								
1	14	3	0						
2561968	1000000	198170	1000000	1626053000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	57.7	-57.7				
0	0	0	0	0	0				
9.5	10	0.4	59.3						
0.4	0.4	0	0	0	0	40.4	-40.4		
40	SPRING								
1	14	3	0						
2069282	1000000	154163	1000000	856786000		1000000	0	0.0002	
0	0	0	0	47	-47				
0	0	0	0	0	0				
9.2	9.7	0.4	57.1						
0.4	0.4	0	0	0	0	32.7	-32.7		
41	SPRING								
1	0	0	0						
50000000		2250	50000000		50000000		50000000		50000000
WEIGHTS									
12	81.19	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
21	58.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
69	81.19	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
78	58.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
92	89.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
101	58.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
111	31.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
120	31.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
130	63.76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
139	58.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
246	31.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
247	31.13	0	0	0	0	0	0		

LOADS										
12	0.0	-21.38	0.00	0.00	0.00	0.00				
21	0.0	-22.03	0.00	0.00	0.00	0.00				
31	0.0	-35.47	0.00	0.00	0.00	0.00				
40	0.0	-35.88	0.00	0.00	0.00	0.00				
50	0.0	-35.47	0.00	0.00	0.00	0.00				
59	0.0	-35.88	0.00	0.00	0.00	0.00				
69	0.0	-21.38	0.00	0.00	0.00	0.00				
78	0.0	-22.03	0.00	0.00	0.00	0.00				
92	0.0	-32.62	0.00	0.00	0.00	0.00				
101	0.0	-34.35	0.00	0.00	0.00	0.00				
111	0.0	-54.76	0.00	0.00	0.00	0.00				
120	0.0	-57.20	0.00	0.00	0.00	0.00				
130	0.0	-32.62	0.00	0.00	0.00	0.00				
139	0.0	-34.35	0.00	0.00	0.00	0.00				
247	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
SHAPE										
1	42.0	0	0	0	0	0				
2	68.0	0	0	0	0	0				
81	42.0	0	0	0	0	0				
82	68.0	0	0	0	0	0				
247	0	0	0	0	0	0				
EQUAKE										
1	1	1.0	1.0							
START										
1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

! Linear Ramp Function 'Caltech' Format

ANEXO 3

A3 Extracto de fichero de ingreso para la obtención de curva *pushover* PC en Figura 6.19

EDIFICIO-PROTOTIPO - VARIANTE BASICA PC											
2	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
6553	2352	452	8	0	0	9.81	0	0	0.004	10	1
5	5	5	5	0.30	0.05	0.05	0	7	2		
DEFAULT											
5	0	0.01	0	0	0	0.20					
NODOS											
1	0.475	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0
2	0.475	0.05	0	1	1	1	1	1	1	0	3
3	0.475	0.4	0	1	1	1	1	1	1	0	3
4	0.475	0.45	0	1	1	1	1	1	1	0	3
5	0.475	1.725	0	1	1	1	1	1	1	0	3
6	0.475	1.825	0	1	1	1	1	1	1	0	3
7	0.475	3.1	0	0	0	0	0	0	0	0	3
8	0.475	3.15	0	1	1	1	1	1	1	0	3
9	0.475	3.5	0	1	1	1	1	1	1	0	3
10	0.475	4.2	0	0	0	0	0	0	0	0	3
11	3.2	0	0	1	1	1	1	1	1	0	3
12	3.2	0.05	0	1	1	1	1	1	1	0	3
13	3.2	0.4	0	1	1	1	1	1	1	0	3
14	3.2	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	3
15	3.2	1.875	0	1	1	1	1	1	1	0	3
16	3.2	1.975	0	1	1	1	1	1	1	0	3
17	3.2	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	3
18	3.2	3.45	0	1	1	1	1	1	1	0	3
19	3.2	3.8	0	1	1	1	1	1	1	0	3
20	3.2	4.2	0	0	0	0	0	0	0	0	3
21	6.4	0	0	1	1	1	1	1	1	0	3
22	6.4	0.05	0	1	1	1	1	1	1	0	3
23	6.4	0.4	0	1	1	1	1	1	1	0	3
24	6.4	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	3
25	6.4	1.875	0	1	1	1	1	1	1	0	3
26	6.4	1.975	0	1	1	1	1	1	1	0	3
27	6.4	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	3
28	6.4	3.45	0	1	1	1	1	1	1	0	3
29	6.4	3.8	0	1	1	1	1	1	1	0	3
30	6.4	4.2	0	0	0	0	0	0	0	0	3
31	9.6	0	0	1	1	1	1	1	1	0	3
32	9.6	0.05	0	1	1	1	1	1	1	0	3
33	9.6	0.4	0	1	1	1	1	1	1	0	3
34	9.6	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	3
35	9.6	1.875	0	1	1	1	1	1	1	0	3
36	9.6	1.975	0	1	1	1	1	1	1	0	3
37	9.6	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0	3
38	9.6	3.45	0	1	1	1	1	1	1	0	3
39	9.6	3.8	0	1	1	1	1	1	1	0	3
40	9.6	4.2	0	0	0	0	0	0	0	0	3
41	12.325	0	0	1	1	1	1	1	1	0	3
42	12.325	0.05	0	1	1	1	1	1	1	0	3
43	12.325	0.4	0	1	1	1	1	1	1	0	3
...cont.											
6503	8.025	19.7	13.4	1	1	1	1	1	1	0	3
6504	8.025	19.7	13.45	0	0	0	0	0	0	0	3
6505	8.025	19.7	13.55	1	1	1	1	1	1	0	3
6506	8.025	19.7	13.85	1	0	0	1	1	1	0	3
6507	8.025	19.7	13.95	0	0	0	0	0	0	0	3
6508	8.025	19.7	14	1	1	1	1	1	1	0	3
6509	8.025	19.7	14.1	1	1	1	1	1	1	0	3
6510	8.025	20.1	16.15	1	1	1	1	1	1	0	3
6511	8.025	20.1	16.25	1	1	1	1	1	1	0	3
6512	8.025	20.1	16.3	0	0	0	0	0	0	0	3
6513	8.025	20.1	16.4	1	1	1	1	1	1	0	3
6514	8.025	20.1	16.9	1	1	1	1	1	1	0	3
6515	8.025	20.1	17	0	0	0	0	0	0	0	3
6516	8.025	20.1	17.05	1	1	1	1	1	1	0	3
6517	8.025	20.1	17.15	1	1	1	1	1	1	0	3
6518	10.3	20.1	11.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6519	10.3	20.1	11.45	1	1	1	1	1	1	0	3
6520	10.3	20.1	11.5	0	0	0	0	0	0	0	3
6521	10.3	20.1	11.6	1	1	1	1	1	1	0	3
6522	10.3	20.1	12.1	1	1	1	1	1	1	0	3
6523	10.3	20.1	12.2	0	0	0	0	0	0	0	3
6524	10.3	20.1	12.25	1	1	1	1	1	1	0	3
6525	10.3	20.1	12.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6526	0	0	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6527	0	0.03	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6528	0	0.07	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6529	0	0.1	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6530	0	0.2	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6531	0	4	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6532	0	4.1	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6533	0	4.13	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6534	0	4.17	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6535	0	4.2	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6536	12.8	0	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6537	12.8	0.03	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6538	12.8	0.07	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6539	12.8	0.1	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6540	12.8	0.2	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6541	12.8	4	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6542	12.8	4.1	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6543	12.8	4.13	11.85	1	1	1	1	1	1	0	3
6544	12.8	4.17	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6545	12.8	4.2	11.85	0	0	0	0	0	0	0	3
6546	0	4.2	9.95	1	1	1	1	1	1	0	3
6547	0	4.2	11.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6548	0	4.2	12.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6549	0	4.2	13.75	1	1	1	1	1	1	0	3
6550	12.8	4.2	9.95	1	1	1	1	1	1	0	3
6551	12.8	4.2	11.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6552	12.8	4.2	12.35	1	1	1	1	1	1	0	3
6553	12.8	4.2	13.75	1	1	1	1	1	1	0	3

ELEMENTS 0						
1	1	1	4	2	3	X
2	1	7	10	8	9	X
3	2	11	14	12	13	X
4	2	17	20	18	19	X
5	3	21	24	22	23	X
6	3	27	30	28	29	X
7	2	31	34	32	33	X
8	2	37	40	38	39	X
9	1	41	44	42	43	X
10	1	47	50	48	49	X
11	4	51	54	52	53	X
12	4	57	60	58	59	X
13	5	61	64	62	63	X
14	5	67	70	68	69	X
15	4	71	74	72	73	X
16	4	77	80	78	79	X
17	6	81	84	82	83	X
18	6	87	90	88	89	X
19	7	91	94	92	93	X
20	7	97	100	98	99	X
21	8	101	104	102	103	X
22	8	107	110	108	109	X
23	7	111	114	112	113	X
24	7	117	120	118	119	X
25	6	121	124	122	123	X
26	6	127	130	128	129	X
27	9	131	134	132	133	X
28	9	137	140	138	139	X
29	10	141	144	142	143	X
30	10	147	150	148	149	X
31	11	151	154	152	153	X
32	11	157	160	158	159	X
33	11	161	164	162	163	X
34	11	167	170	168	169	X
35	10	171	174	172	173	X
36	10	177	180	178	179	X
37	9	181	184	182	183	X
38	9	187	190	188	189	X
39	12	191	194	192	193	X
40	12	197	200	198	199	X
41	13	201	204	202	203	X
42	13	207	210	208	209	X
43	12	211	214	212	213	X
44	12	217	220	218	219	X
45	14	221	224	222	223	X
46	14	227	230	228	229	X
47	15	231	234	232	233	X
48	15	237	240	238	239	X
49	16	241	244	242	243	X
50	16	247	250	248	249	X

...cont.

2302	396	6311	6314	6312	6313	X
2303	397	6320	6323	6321	6322	X
2304	398	6329	6332	6330	6331	X
2305	399	6338	6341	6339	6340	X
2306	400	6347	6350	6348	6349	X
2307	400	6356	6359	6357	6358	X
2308	395	6365	6368	6366	6367	X
2309	396	6374	6377	6375	6376	X
2310	397	6383	6386	6384	6385	X
2311	398	6392	6395	6393	6394	X
2312	399	6401	6404	6402	6403	X
2313	393	6410	6413	6411	6412	X
2314	394	6419	6422	6420	6421	X
2315	390	6428	6431	6429	6430	X
2316	391	6437	6440	6438	6439	X
2317	392	6446	6449	6447	6448	X
2318	390	6455	6458	6456	6457	X
2319	421	6290	6464	6462	6463	Y
2320	421	6467	6299	6468	6469	Y
2321	422	6308	6472	6470	6471	Y
2322	422	6475	6317	6476	6477	Y
2323	423	6326	6480	6478	6479	Y
2324	423	6483	6335	6484	6485	Y
2325	424	6335	6488	6486	6487	Y
2326	424	6491	6344	6492	6493	Y
2327	422	6371	6496	6494	6495	Y
2328	422	6499	6380	6500	6501	Y
2329	423	6389	6504	6502	6503	Y
2330	423	6507	6398	6508	6509	Y
2331	424	6398	6512	6510	6511	Y
2332	424	6515	6407	6516	6517	Y
2333	421	6416	6520	6518	6519	Y
2334	421	6523	6425	6524	6525	Y
2335	443	6464	6467	6465	6466	Y
2336	446	6472	6475	6473	6474	Y
2337	447	6480	6483	6481	6482	Y
2338	448	6488	6491	6489	6490	Y
2339	446	6496	6499	6497	6498	Y
2340	447	6504	6507	6505	6506	Y
2341	448	6512	6515	6513	6514	Y
2342	445	6520	6523	6521	6522	Y
2343	449	6526	6529	6527	6528	X
2344	449	6532	6535	6533	6534	X
2345	449	6536	6539	6537	6538	X
2346	449	6542	6545	6543	6544	X
2347	450	6529	6532	6530	6531	X
2348	450	6539	6542	6540	6541	X
2349	451	517	6535	6546	6547	Y
2350	451	6535	567	6548	6549	Y
2351	451	566	6545	6550	6551	Y
2352	451	6545	627	6552	6553	Y

PROPS										
1	7	3	0							
1	7	100	50000000	50000000	134197.8	100	0	0	0.0002	
669130.4		0	0	0						
0		0	0	0						
0		70.053	-70.053	0						
10.06	13.41	0.8	13.95							
2	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	988133.4	100	0	0	0.0002	
1231745.3		0	0	0						
0		0	0	0						
0		280.21	-280.21	0						
18.51	24.68	0.8	25.67							
3	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	988133.4	100	0	0	0.0002	
1231745.3		0	0	0						
0		0	0	0						
0		280.21	-280.21	0						
18.51	24.68	0.8	25.67							
4	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	2176728.7	100	0	0	0.0002	
822959.8		0	0	0						
0		0	0	0						
0		248.603	-248.603	0						
45.97	61.29	0.8	63.74							
5	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	4187223.5	100	0	0	0.0002	
1238823.5		0	0	0						
0		0	0	0						
0		581.538	-581.538	0						
37.8	50.4	0.8	52.42							
6	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	182964.7	100	0	0	0.0002	
571764.7		0	0	0						
0		0	0	0						
0		40.342	-40.342	0						
13.61	18.14	0.8	18.87							
7	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	342970.3	100	0	0	0.0002	
734062.5		0	0	0						
0		0	0	0						
0		54.298	-54.298	0						
18.95	25.27	0.8	26.28							
8	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	4187223.5	100	0	0	0.0002	
1238823.5		0	0	0						
0		0	0	0						
0		460.492	-460.492	0						
47.74	63.65	0.8	66.2							
9	7	3	0							

...cont.

0	0	0	0	49.5	-49.5					
0	0	0	0	0	0					
4.16	4.33	0.44	26.01							
0.35	0.4	0	0	0	0	34.65	-34.65			
445	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	100	0	0.0002			
1782000		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
4.16	4.33	0.44	26.01							
0.35	0.4	0	0	0	0	34.65	-34.65			
446	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	100	0	0.0002			
810000		0	0	22.5	-22.5					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
3.76	3.91	0.44	23.5							
0.35	0.4	0	0	0	0	15.75	-15.75			
447	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	100	0	0.0002			
1012500		0	0	22.5	-22.5					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
4.91	5.11	0.44	30.72							
0.35	0.4	0	0	0	0	15.75	-15.75			
448	7	3	0							
1	7	100	500000000	500000000	100	0	0.0002			
1782000		0	0	49.5	-49.5					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
4.16	4.33	0.44	26.01							
0.35	0.4	0	0	0	0	34.65	-34.65			
449	7	3	0							
1	7	500000000	100	500000000	100	9953280	0	0	0.0002	
1944000		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
203	270	0.8	281.5							
450	7	3	0							
1	7	100	500000000	100	500000000	0	0.0002			
1944000	82085	132	-132	0	0					
0		0	0	0	0					
0		0	0	0	0					
2.1	2.6	0.6	6.2							
0.35	0.4	0	0	92.0	-92.0	0	0			
451	7	3	0							
1	7	600	500000000	500000000	500000000	500000000	0			
500000000		0	0							
452	7	3000	500000000	500000000	500000000	500000000	0			
1	7	0	0							
500000000		0	0							

WEIGHTS						
10	56.04	0	56.04	0	0	0
20	83.16	0	83.16	0	0	0
30	86.71	0	86.71	0	0	0
40	83.16	0	83.16	0	0	0
50	56.04	0	56.04	0	0	0
60	125.3	0	125.3	0	0	0
70	99.19	0	99.19	0	0	0
80	125.3	0	125.3	0	0	0
90	57.66	0	57.66	0	0	0
100	45.43	0	45.43	0	0	0
110	74.08	0	74.08	0	0	0
120	45.43	0	45.43	0	0	0
130	57.66	0	57.66	0	0	0
140	58.68	0	58.68	0	0	0
150	46.23	0	46.23	0	0	0
160	35.62	0	35.62	0	0	0
170	35.62	0	35.62	0	0	0
180	46.23	0	46.23	0	0	0
190	58.68	0	58.68	0	0	0
200	127.1	0	127.1	0	0	0
210	87.13	0	87.13	0	0	0
220	127.1	0	127.1	0	0	0
230	63.04	0	63.04	0	0	0
240	97.17	0	97.17	0	0	0
250	100.72	0	100.72	0	0	0
260	97.17	0	97.17	0	0	0
270	63.04	0	63.04	0	0	0
870	37.48	0	37.48	0	0	0
879	62.74	0	62.74	0	0	0
888	64.68	0	64.68	0	0	0
897	62.74	0	62.74	0	0	0
906	37.48	0	37.48	0	0	0
915	27.09	0	27.09	0	0	0
924	41.39	0	41.39	0	0	0
933	41.39	0	41.39	0	0	0
942	27.09	0	27.09	0	0	0
951	27.76	0	27.76	0	0	0
960	42.19	0	42.19	0	0	0
969	28.79	0	28.79	0	0	0
978	28.79	0	28.79	0	0	0
987	42.19	0	42.19	0	0	0
996	27.76	0	27.76	0	0	0
1005	37.48	0	37.48	0	0	0
1014	62.74	0	62.74	0	0	0
1023	64.68	0	64.68	0	0	0
1032	62.74	0	62.74	0	0	0
1041	37.48	0	37.48	0	0	0
1044	103.4	0	103.4	0	0	0
1047	83.07	0	83.07	0	0	0
1050	103.4	0	103.4	0	0	0

...cont.

6046	57.65	0	57.65	0	0	0
6055	35.48	0	35.48	0	0	0
6064	34.42	0	34.42	0	0	0
6073	70.6	0	70.6	0	0	0
6082	70.6	0	70.6	0	0	0
6091	43.91	0	43.91	0	0	0
6100	42.38	0	42.38	0	0	0
6109	57.65	0	57.65	0	0	0
6118	35.48	0	35.48	0	0	0
6127	34.42	0	34.42	0	0	0
6136	26.35	0	26.35	0	0	0
6145	26.35	0	26.35	0	0	0
6154	45.58	0	45.58	0	0	0
6163	37.2	0	37.2	0	0	0
6172	38.84	0	38.84	0	0	0
6181	45.58	0	45.58	0	0	0
6254	39.4	0	39.4	0	0	0
6263	31.9	0	31.9	0	0	0
6272	33.31	0	33.31	0	0	0
6281	39.4	0	39.4	0	0	0
6290	23.97	0	23.97	0	0	0
6299	23.97	0	23.97	0	0	0
6308	34.04	0	34.04	0	0	0
6317	34.73	0	34.73	0	0	0
6326	41.73	0	41.73	0	0	0
6335	28.38	0	28.38	0	0	0
6344	26.26	0	26.26	0	0	0
6353	55.68	0	55.68	0	0	0
6362	55.68	0	55.68	0	0	0
6371	34.04	0	34.04	0	0	0
6380	34.73	0	34.73	0	0	0
6389	41.73	0	41.73	0	0	0
6398	28.38	0	28.38	0	0	0
6407	26.26	0	26.26	0	0	0
6416	23.97	0	23.97	0	0	0
6425	23.97	0	23.97	0	0	0
6434	39.4	0	39.4	0	0	0
6443	31.9	0	31.9	0	0	0
6452	33.31	0	33.31	0	0	0
6461	39.4	0	39.4	0	0	0
6553	0	0	0	0	0	0
LOADS						
10	0	-53.55	0	0	0	0
20	0	-107.11	0	0	0	0
30	0	-107.11	0	0	0	0
40	0	-107.11	0	0	0	0
50	0	-53.55	0	0	0	0
60	0	-121.02	0	0	0	0
70	0	-130.03	0	0	0	0
80	0	-121.02	0	0	0	0

...cont.

6452	0	-98.09	0	0	0	0
6461	0	-53.95	0	0	0	0
6535	0	-125.00	0	0	0	0
6545	0	-125.00	0	0	0	0
6553	0	0	0	0	0	0
SHAPE						
439	36	0	0	0	0	0
477	36	0	0	0	0	0
517	36	0	0	0	0	0
567	36	0	0	0	0	0
628	36	0	0	0	0	0
668	36	0	0	0	0	0
1231	64	0	0	0	0	0
1269	64	0	0	0	0	0
1309	64	0	0	0	0	0
1359	64	0	0	0	0	0
1420	64	0	0	0	0	0
1460	64	0	0	0	0	0
2023	91	0	0	0	0	0
2061	91	0	0	0	0	0
2101	91	0	0	0	0	0
2151	91	0	0	0	0	0
2212	91	0	0	0	0	0
2252	91	0	0	0	0	0
2815	110	0	0	0	0	0
2853	110	0	0	0	0	0
2893	110	0	0	0	0	0
2943	110	0	0	0	0	0
3004	110	0	0	0	0	0
3044	110	0	0	0	0	0
3607	126	0	0	0	0	0
3645	126	0	0	0	0	0
3685	126	0	0	0	0	0
3735	126	0	0	0	0	0
3796	126	0	0	0	0	0
3836	126	0	0	0	0	0
4399	137.5	0	0	0	0	0
4437	137.5	0	0	0	0	0
4477	137.5	0	0	0	0	0
4527	137.5	0	0	0	0	0
4588	137.5	0	0	0	0	0
4628	137.5	0	0	0	0	0
6553	0	0	0	0	0	0
EQUAKE						
1 1 1.0 1.0						
START						
1		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
2		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
! Linear Ramp Function 'caltech' Format						
					0.5	0.6
					0.7	0.8
					0.9	1.0

ANEXO 4

A4 Efectos del uso de diferentes patrones de distribución de carga lateral y de la consideración de dos modos de falla por corte en pilares

A4.1 Uso de diferentes patrones de distribución de carga lateral

El patrón de distribución de carga lateral en un análisis *pushover* busca representar la distribución de las fuerzas inerciales en un edificio bajo la acción de un sismo. Puesto que estas fuerzas inerciales varían durante el tiempo de duración del sismo, el Eurocódigo 8 (CEN 2004) recomienda el uso de dos distribuciones de carga en un análisis *pushover*. El FEMA 356 (2000) recomienda el uso de al menos dos distribuciones de carga, planteando dos vías con una serie de alternativas; entre ellas, las dos contempladas por el Eurocódigo 8 (CEN 2004): 1) distribución de carga paralela al primer modo y 2) distribución de carga uniforme.

Con el objetivo de analizar la influencia del patrón de carga lateral sobre la curva *pushover*, este trabajo ha adoptado las dos distribuciones señaladas arriba más una tercera de tipo triangular. Para incorporar la flexibilidad del sistema de piso en este análisis, se adoptaron tres casos: 1) variante básica PC, 2) la sub-variante rigidizada PCR y 3) la variante con piso rígido PR, considerando únicamente la dirección transversal del EP. En las Figuras A4.1, A4.2 y A4.3, correspondientes a los tres casos de análisis, las curvas de referencia son aquellas de la Figura 5.34 (PC, PCR y PR), obtenidas con una distribución de carga lateral proporcional al primer modo. En cambio, las curvas obtenidas con las distribuciones de carga Uniforme y Triangular se indican en las Figuras A4.1, A4.2 y A4.3 con los sufijos “U” y “T” respectivamente.

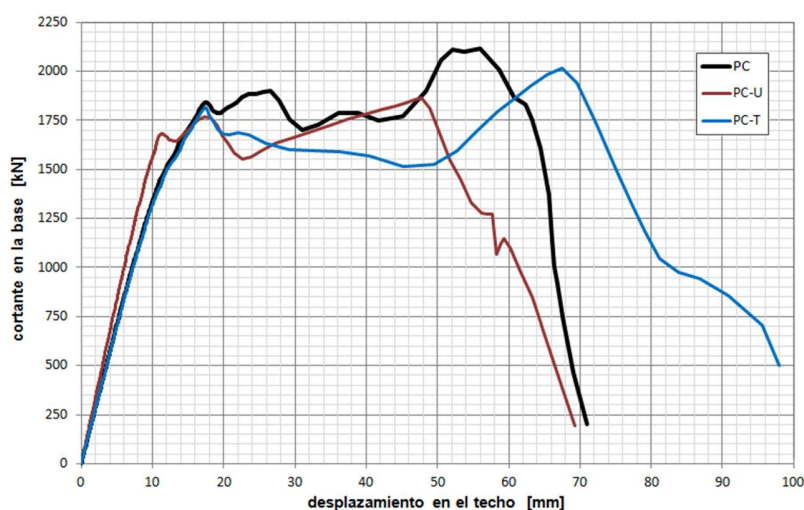


Figura A4.1 Efecto del patrón carga lateral sobre la curva *pushover* de la variante básica PC. Carga lateral según dirección transversal

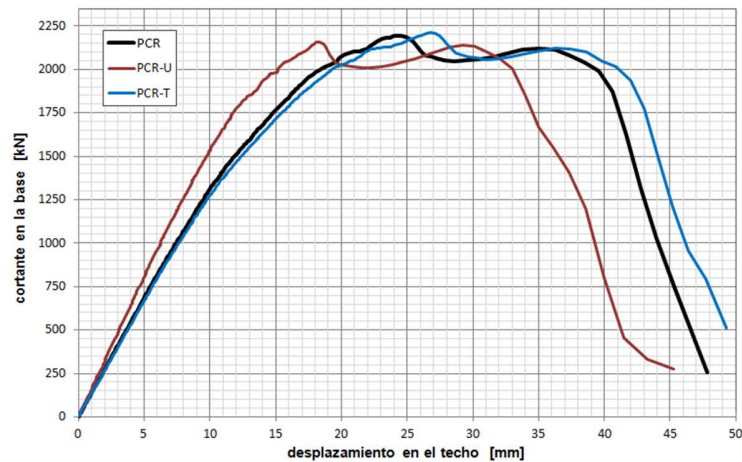


Figura A4.2 Efecto del patrón carga lateral sobre la curva *pushover* de la sub-variante rigidizada PCR. Carga lateral según dirección transversal

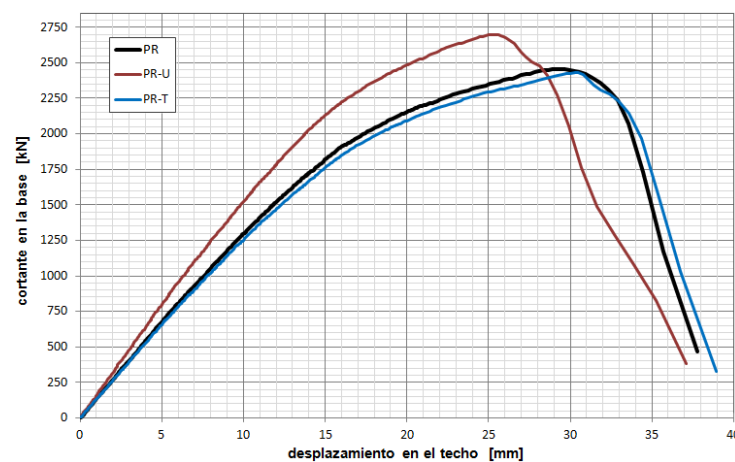


Figura A4.3 Efecto del patrón carga lateral sobre la curva *pushover* de la variante con piso rígido PR. Carga lateral según dirección transversal

En cuanto a las curvas *pushover* obtenidas con distribución de carga uniforme (PC-U, PCR-U y PR-U en las Figuras A4.1, A4.2 y A4.3 respectivamente), la comparación con las curvas de referencia (PC, PCR y PR) muestra como efecto general una disminución de la capacidad de desplazamiento (asociada al inicio de la degradación) en el entorno del 15%. En términos de rigidez, se aprecia en las tres figuras un incremento de la rigidez elástica de alrededor del 15%. En cambio, en lo tocante a la capacidad de cortante basal el efecto sobre las curvas *pushover* no sigue una misma tendencia. Al comparar entre las curvas PCR, la Figura A4.2 muestra que prácticamente dicha capacidad se mantiene; pero en relación con la PC y la PR, se observa en las curvas asociadas PC-U y PR-U una disminución y un incremento de la capacidad de cortante de aproximadamente el 10% (Figuras A4.1 y A4.3).

Por otro lado, en lo que concierne a las curvas *pushover* obtenidas con distribución de carga triangular (PC-T, PCR-T y PR-T; Figuras A4.1, A4.2 y A4.3), la contrastación con las curvas de referencia (PC, PCR y PR) no da cuenta de diferencias significativas para las variantes con piso rigidizado y piso rígido. En cambio, comparada con la curva PC (variante no rigidizada), la curva PC-T muestra un incremento del orden del 20% en su capacidad de desplazamiento y una leve disminución (5%) en su capacidad de cortante en la base.

A4.2 Consideración de dos modos de falla por corte en pilares

No existe entre los investigadores dedicados a la modelización de edificios de MNR (con miras a un análisis de evaluación sísmica) un consenso general acerca de los modos de falla a considerar en los pilares. La elección suele depender de ciertas condicionantes tipológicas que hacen improbable un determinado modo de falla. Por ejemplo, en este trabajo, siendo el EP de mediana altura (seis plantas), con pisos no ligeros, y por tanto con pilares sometidos a cargas verticales importantes, se ignoró el modo de falla por deslizamiento puro. Algunos autores (Parisi 2010; Knox e Ingham 2012), suelen asumir como modos de falla por corte de los pilares aquellos asociados directamente al agrietamiento diagonal, esto es: 1) agrietamiento diagonal directo y 2) agrietamiento diagonal escalonado. Para la evaluación de la resistencia a corte de los pilares, este trabajo consideró un tercer modo de falla, de tipo híbrido, conocido como de corte con deslizamiento (*shear sliding*; véase sección 2.2.1.4). Con estos antecedentes, se creyó pertinente estudiar el efecto sobre la curva *pushover* de ignorar este tercer modo de falla, esto es, considerando los dos modos de falla por agrietamiento diagonal. La exploración de este efecto se realizó únicamente sobre la variante básica no rigidizada PC, con una distribución de carga lateral paralela al primer modo de vibración en las dos direcciones ortogonales (Figuras A4.4 y A4.5).

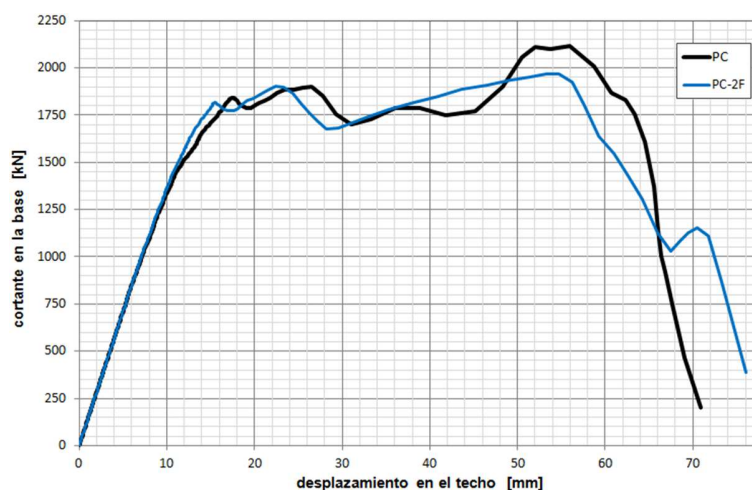


Figura A4.4 Efecto sobre curva *pushover* de variante básica PC al considerar dos modos de falla por corte en los pilares: agrietamiento diagonal directo y agrietamiento diagonal escalonado sin parcialización de la sección del pilar. Carga lateral según la dirección transversal

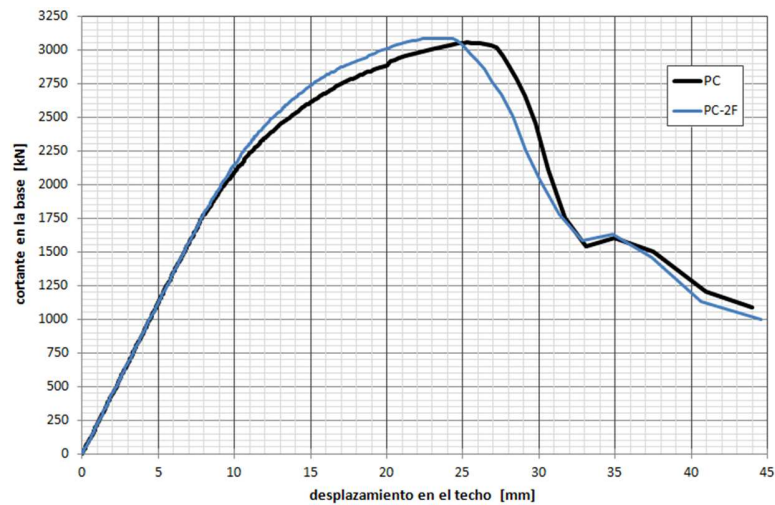


Figura A4.5 Efecto sobre curva *pushover* de variante básica PC al considerar dos modos de falla por corte en los pilares: agrietamiento diagonal directo y agrietamiento diagonal escalonado sin parcialización de la sección del pilar. Carga lateral según la dirección longitudinal

En las Figuras A4.4 y A4.5, las curvas PC-2F representan las curvas obtenidas considerando únicamente los dos modos de falla por agrietamiento diagonal y las PC, las curvas de referencia (tres modos de falla por corte en los pilares). La contrastación de dichas curvas revela una influencia leve al descartar la falla de corte con deslizamiento; concretamente, una disminución del orden del 5% en la capacidad de corte en la base en la curva correspondiente a la dirección transversal y una disminución de aproximadamente el 10% en curva referida a la dirección longitudinal. De estos resultados se colige que los modos de falla predominantes en los pilares del EP son aquellos asociados al agrietamiento diagonal.

Referencias

CEN (2004) Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and general requirements for structures. EN 1998-1:2004, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, USA, 2000

Knox C L, Ingham J M (2012) Non linear equivalent frame modelling: Assessment of a two storey perforated unreinforced masonry wall. In: Proceedings of 2012 NZSE Annual Technical Conference, Christchurch, New Zealand, 13-15 Apr, 2012

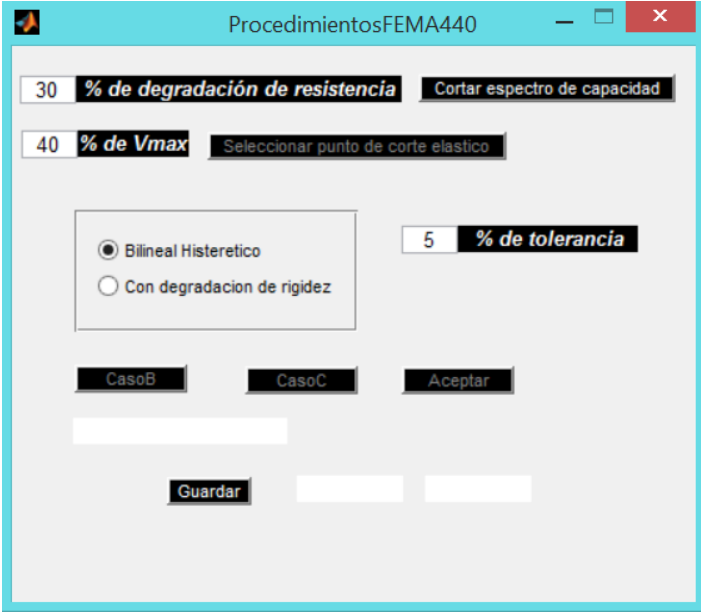
Parisi F (2010) Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. Ph.D. dissertation, University of Naples Federico II, Naples, Italy

ANEXO 5

A5 Código en MATLAB para obtención de punto de desempeño: FEMA 440 – procedimiento B

A5.1 Esquema secuencial del código elaborado

El programa empieza con los espectros de capacidad y de demanda cargados:



El programa implementado sigue los siguientes pasos:

- Seleccionar el porcentaje de degradación de resistencia asumido y pulsar sobre el botón “Cortar espectro de capacidad”. En el código, este botón es llamado “Cortar” (En caso de no querer cortar la curva de capacidad, digitar 100%).

ProcedimientosFEMA440

100 % de degradación de resistencia Cortar espectro de capacidad

40 % de Vmax Seleccionar punto de corte elastico

☒ Bilineal Histeretico
☐ Con degradacion de rigidez

5 % de tolerancia

CasoB CasoC Aceptar

Guardar

- Seleccionar el % de Vmax que representa el límite elástico. Para ello, pulsar “Seleccionar punto de corte elástico”. En el código, este botón es llamado “Seleccionar”. Al presionar dicho botón en la pantalla se desplegará si existe daño o no.

ProcedimientosFEMA440

100 % de degradación de resistencia Cortar espectro de capacidad

40 % de Vmax Seleccionar punto de corte elastico

☒ Bilineal Histeretico
☐ Con degradacion de rigidez

5 % de tolerancia

CasoB CasoC Aceptar

Existe daño

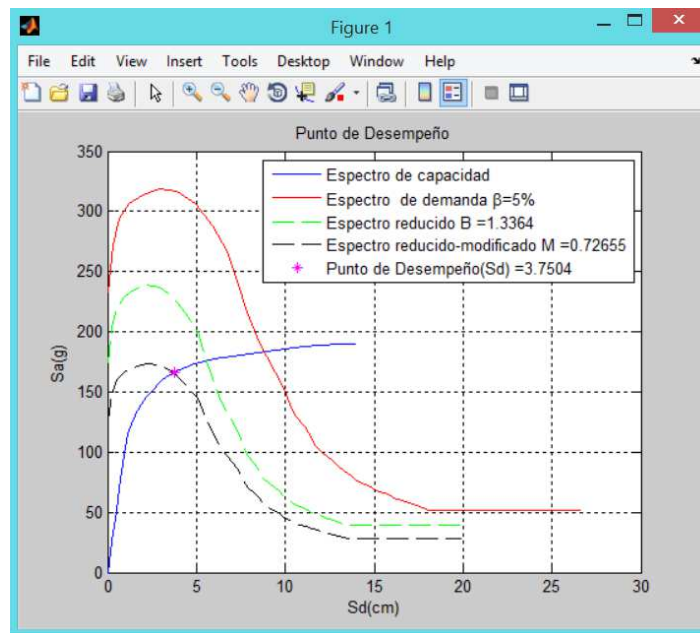
Guardar

- En este punto, se debe establecer una tolerancia adecuada, así como decidir para el edificio un comportamiento “Bilineal Histerético” (sin degradación de rigidez) o “con degradación de rigidez”
- Al presionar el botón “CasoB”, se presenta una de 2 posibles situaciones:
- 1: se muestra en pantalla “No converge”, lo cual significa que el método no convergió para la tolerancia dada. Si éste fuera el caso, aumentar la tolerancia y pulsar nuevamente “CasoB”.

The screenshot shows the 'ProcedimientosFEMA440' window. At the top, there are two input fields: '100 % de degradación de resistencia' with a button 'Cortar espectro de capacidad' to its right, and '40 % de Vmax' with a button 'Seleccionar punto de corte elastico' to its right. Below these, there are two radio buttons: 'Bilineal Histeretico' (selected) and 'Con degradacion de rigidez'. To the right of the radio buttons is a field '5 % de tolerancia'. Below the radio buttons are three buttons: 'CasoB', 'CasoC', and 'Aceptar'. In the center, there is a button labeled 'No converge'. At the bottom, there is a 'Guardar' button followed by two empty text boxes.

- 2: se despliega en pantalla “Converge” y las coordenadas del punto de desempeño ($S_d(\text{cm})$, $S_a(\text{g})$). En este caso, se abre una pantalla secundaria con el grafico del punto de desempeño.

The screenshot shows the 'ProcedimientosFEMA440' window with the same layout as the previous one, but with the '5 % de tolerancia' field changed to '8 % de tolerancia'. The central button now says 'Converge'. Below the 'Guardar' button, two numerical values are displayed: '3.75039' and '165.818'.



A5.2 Código en MATLAB para obtención de punto de desempeño: FEMA 440 – procedimiento B

Código ejecutado al presionar el botón “Cortar”

Esta función corta la última parte del espectro de capacidad asumiendo un porcentaje de degradación de resistencia

```
function btnCortar_Callback(hObject, eventdata, handles)

global CurvaCapacidad Sacorte Sdcorte CurvaCapacidadCortada
%Importa las variables globales a utilizar

Vmax=max(CurvaCapacidad(:,2));
%Busca el valor más alto en el espectro de capacidad

porcentajeVmax=1-((str2num(get(handles.txtporcentajeCorte,'String')))/100);
%Toma el porcentaje al cual el usuario desea cortar

    if porcentajeVmax==0

        CurvaCapacidadCortada=CurvaCapacidad;
        %En caso de que el usuario no desee cortar el espectro de capacidad
    else

        Sacorte=Vmax*porcentajeVmax;
        %Guarda guarda el valor deseado en la variable Sacorte´

        [ Sdcorte,contador ] = BuscarCorte(CurvaCapacidad,Sacorte);           %Busca la
        posición del primer valor mayor o igual desde la derecha que Sacorte, por interpolación y
        reemplaza dicho valor en la variable Sdcorte

        %Establece la nueva matriz que almacena el espectro de capacidad ya cortado y grafica
        a=CurvaCapacidad(:,1);
        b=CurvaCapacidad(:,2);
        CurvaCapacidadCortada=[a(1:contador+1),b(1:contador+1)];
        CurvaCapacidad(contador+1,1)=Sdcorte;
        CurvaCapacidad(contador+1,2)=Sacorte;
    end

set(handles.btnSeleccionar,'enable','on');
%Activa el botón “Seleccionar”

set(handles.btnCortar,'enable','off');
%Desactiva el botón “Cortar”

end
```

Código ejecutado al presionar el botón “Seleccionar”

Esta función comprueba si el punto de desempeño no cae por debajo del límite elástico.

```
function btnSeleccionar_Callback(hObject, eventdata, handles)

global CurvaCapacidadCortada posicionP1 porcentajeVmax100 EspectroDemanda
% Importa las variables globales a utilizar

porcentajeVmax100=str2num(get(handles.txtporcentaje,'String'));
% Guarda el valor del porcentaje expresado en % donde el usuario desea que se corte el espectro de capacidad
con la bilineal

% Se determina la bilineal con p3 como último punto del espectro de capacidad (curva que ya ha sido
previamente cortada bajo una degradación de resistencia asumida)
posicionFinal=length(CurvaCapacidadCortada);
P3X=CurvaCapacidadCortada(posicionFinal,1);
P3Y=CurvaCapacidadCortada(posicionFinal,2);
P3=[P3X,P3Y];
[P2,Error] = puntopruebaV2( CurvaCapacidadCortada, P3,porcentajeVmax100 );
PuntoElasticoFinalY=P2(2)*0.6;
[ PuntoElasticoFinalX,posicion ] = BuscarPuntoCorte( CurvaCapacidadCortada,PuntoElasticoFinalY );
[inicio,fin] = buscar_intervaloV2( EspectroDemanda,CurvaCapacidadCortada );
[PcorteX,PcorteY] = MetBiseccion( EspectroDemanda,CurvaCapacidadCortada,inicio,fin,0.01 );
%(para mayor información revisar la sección de FUNCIONES AUXILIARES)

if PcorteX<PuntoElasticoFinalX
    set(handles.txtRespuesta,'String','No hay daño');

    %CÓDIGO PARA GRAFICAR
    figure1 = figure;
    axes1 = axes('Parent',figure1);
    box(axes1,'on');
    grid(axes1,'on');
    hold(axes1,'all');
    %Grafico 1 Espectro de capacidad
    hold on
    plot(CurvaCapacidadCortada(:,1),CurvaCapacidadCortada(:,2),'b');
    leyenda1=strcat(' Espectro de Capacidad ', "No hay Daño" );

    %Grafico 2 Espectro de demanda (beta sub0 =5%),
    plot(EspectroDemanda(:,1),EspectroDemanda(:,2),'r')
    E='5%';
    leyenda2=strcat('Espectro de demanda \beta= ',E);

    %Titulo y Ejes
    title('Punto de Desempeño')
    xlabel('Sd(cm)')
    ylabel('Sa(g)')

    %Punto Corte
    plot(PcorteX,PcorteY,'*g')
    ValorXc = PcorteX; ValorYc = PcorteY;
    Corte = strcat(strcat('Xc = ',num2str( ValorXc ) ), ', ', strcat('Yc = ',num2str( ValorYc ) ) );
```

```

leyenda3=strcat('Punto de Corte : ',Corte)

%Punto elástico final
plot(PuntoElasticoFinalX,PuntoElasticoFinalY,'+m')
ValorXp = PuntoElasticoFinalX; ValorYp = PuntoElasticoFinalY;
Prueba = strcat(strcat( 'Xp = ',num2str( ValorXp ) ),', ',strcat( 'Yp = ',num2str( ValorYp ) ));
leyenda4=strcat('Punto elástico final : ',Prueba )
hold off

%Leyendas
legend(leyenda1,leyenda2,leyenda3,leyenda4)
set(handles.btnAceptar,'enable','on');
%FIN DEL CÓDIGO PARA GRAFICAR

else
    %En caso de que el punto de desempeño no esté en la zona elástica del espectro de capacidad
    set(handles.txtRespuesta,'String','Existe daño');
    set(handles.btnCasoB,'enable','on');
end

end
end

```

Código ejecutado al presionar el botón “Caso B”

Esta función implementa el método FEMA 440 - procedimiento B

```
function btnCasoB_Callback(hObject, eventdata, handles)

global CurvaCapacidadCortada posicionP1 Tcero alpha ductilidad rigidez EspectroDemanda
porcentajeVmax100 P3Xcal P3Ycal EspectroDemandaModificado EspectroDemandaModificadoReducido B
M
%Importa las variables globales a utilizar

posicionPPD=posicionP1;
%Se adopta el criterio del ATC 40 para establecer el primer punto de desempeño

P3X=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,1);
P3Y=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,2);
P3=[P3X,P3Y];
%Establece el primer punto 3 de la primera bilineal

[P2,Error] = puntopruebaV2( CurvaCapacidadCortada, P3,porcentajeVmax100 );
%Encuentra el primer punto 2 de la primera bilineal

while P2(1)==0
    posicionPPD=posicionPPD+1;
    P3X=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,1);
    P3Y=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,2);
    P3=[P3X,P3Y];
    [P2,Error] = puntopruebaV2( CurvaCapacidadCortada, P3,porcentajeVmax100 );
end
%Encuentra el primer punto 3 de la primera bilineal

%APLICACIÓN DEL MÉTODO

%Primera aproximación ( información complementaria en FUNCIONES AUXILIARES)
[ Tcero ] = Tsubcero(P2(2),P2(1));
[alpha,ductilidad] = ParametrosCaracteristicos( P2,P3 );
[ vectorCoeficientes ] = coeficientes(alpha,rigidez);
[ Bef,Tef ] = ParametrosGenerales( vectorCoeficientes,ductilidad,Tcero,5,alpha );
[ B,M ] = ParametrosCasoB( Bef,Tef,Tcero,alpha,ductilidad );
EspectroDemandaModificado=EspectroDemanda/B;
EspectroDemandaModificadoReducido=EspectroDemandaModificado;
EspectroDemandaModificadoReducido(:,2)=M*EspectroDemandaModificado(:,2);

set(handles.btnCortar,'enable','off') %Desactiva el botón cortar
set(handles.btnCasoB,'enable','on') %Activa el botón CasoB

%PASOS PREVIOS AL BUCLE
h=1;
%Inicialización de la variable de condición para el bucle

porcentajeTol=(str2num(get(handles.txtTol,'String')))/100;
%Establece la tolerancia a usarse ingresada por el usuario
```



```

contadormax=length(CurvaCapacidadCortada);
%Establece un límite para el contador a usar en el bucle

respuesta='Converge';
%Inicialización de la variable "respuesta"

EMPIEZA EL BUCLE
while h==1
    posicionPPD=posicionPPD+1;
    P3X=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,1);
    P3Y=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,2);
    P3=[P3X,P3Y];
    [P2,Error] = puntopruebaV2( CurvaCapacidadCortada,P3,porcentajeVmax100 );
    [ Tcero ] = Tsubcero(P2(2),P2(1));
    [alpha,ductilidad] = ParametrosCaracteristicos( P2,P3 );

    %CONTROL DE EXCEPCIONES (evita que se tomen posiciones donde la variable alfa sea menor que cero)
    while alpha<0
        posicionPPD=posicionPPD+1;
        P3X=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,1);
        P3Y=CurvaCapacidadCortada(posicionPPD,2);
        P3=[P3X,P3Y];
        [P2,Error] = puntopruebaV2( CurvaCapacidadCortada,P3,porcentajeVmax100 );
        [ Tcero ] = Tsubcero(P2(2),P2(1));
        [alpha,ductilidad] = ParametrosCaracteristicos( P2,P3 );
    end

    %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

    [ vectorCoeficientes ] = coeficientes(alpha,rigidez);
    [ Bef,Tef ] = ParametrosGenerales( vectorCoeficientes,ductilidad,Tcero,5,alpha );
    [ B,M ] = ParametrosCasoB( Bef,Tef,Tcero,alpha,ductilidad );
    EspectroDemandaModificado=EspectroDemanda/B;
    EspectroDemandaModificadoReducido=EspectroDemandaModificado;
    EspectroDemandaModificadoReducido(:,2)=M*EspectroDemandaModificado(:,2);
    [inicio,fin] = buscar_intervaloV2( EspectroDemandaModificadoReducido,CurvaCapacidadCortada )
    [P3Xcal,P3Ycal] = MetBiseccion ( EspectroDemandaModificadoReducido, CurvaCapacidadCortada, inicio,
fin, 0.01 )
    %(para mayor información revisar la sección de FUNCIONES AUXILIARES)

    if P3Xcal>P3X
    else
        errorRelativo=abs((P3X-P3Xcal)/P3Xcal);
        if P3Xcal<=P3X && errorRelativo<=porcentajeTol
            h=0;
            respuesta='Converge';
            set(handles.btnCasoB,'enable','off');
        end
    end

    %Si el P3Xcalculado es menor o igual al P3X supuesto en la i-ésima iteración del bucle, el método
    converge. El punto de desempeño será, pues: (P3Xcalculado ,P3ycalculado), con h=0 se rompe el bucle.

    if posicionPPD==contadormax;

```

```

    h=0;
    respuesta='No converge';
    set(handles.btnCasoB,'enable','on');
end
    %Si se ha alcanzado el contadormax implica que el método ya ha recorrido todas las posiciones posibles, y
    por tanto el método no ha convergido con la tolerancia deseada por el usuario.

end
%TERMINA EL BUCLE

%Muestra en pantalla si el método ha convergido o no
if strcmp(respuesta,'No converge')==1
    set(handles.txtRespuesta,'String','No converge');
else
    set(handles.txtRespuesta,'String','Converge');
    set(handles.txtPDx,'String',P3Xcal);
    set(handles.txtPDy,'String',P3Ycal);

%CÓDIGO PARA GRAFICAR

figure1 = figure;
%Crea una figura o espacio de gráfico en blanco

%Crea los ejes
axes1 = axes('Parent',figure1);
box(axes1,'on');
grid(axes1,'on');
hold(axes1,'all');

%Gráfico 1 Espectro de capacidad
hold on
plot(CurvaCapacidadCortada(:,1),CurvaCapacidadCortada(:,2),'b');

%Gráfico 2 Espectro de demanda (beta sub0 =5%),
plot(EspectroDemanda(:,1),EspectroDemanda(:,2),'r')
E='5%';
leyenda2=strcat('Espectro de demanda \beta=',E);

%Gráfico 3 Espectro reducido (beta sub eff= valor)
plot(EspectroDemandaModificado(:,1),EspectroDemandaModificado(:,2),'-g')
leyenda3=strcat('Espectro reducido B =',num2str(B));

%Gráfico 4 Espectro reducido-modificado (M = valor)
plot(EspectroDemandaModificadoReducido(:,1),EspectroDemandaModificadoReducido(:,2),'-k');
leyenda4=strcat('Espectro reducido-modificado M =',num2str(M));

%Establece título y ejes
title('Punto de Desempeño')
xlabel('Sd(cm)')
ylabel('Sa(g)')

```

```

%Gráfico 6: Punto de desempeño
plot(P3Xcal,P3Ycal,'*m')
ValorX=P3Xcal
leyenda5=strcat('Punto de Desempeño(Sd) =',num2str(ValorX))
hold off

%Leyendas
legend('Espectro de capacidad',...
    leyenda2,...
    leyenda3,...
    leyenda4,...
    leyenda5)
%FIN DEL CÓDIGO PARA GRAFICAR

end

end

```

FUNCIONES AUXILIARES

%Esta función busca en una matriz (CurvaCapacidad) un valor “x” (Sdcorte) correspondiente a un valor propuesto “y” Sacorte)

```
function [ Sdcorte,contador ] = BuscarCorte(CurvaCapacidad,Sacorte)
contador=length(CurvaCapacidad);
i=1;
```

```
    while i==1
        Sabuscado=CurvaCapacidad(contador,2);
        if Sabuscado > Sacorte
            Y1=Sabuscado;
            X1=CurvaCapacidad(contador,1);
            Y2=CurvaCapacidad(contador+1,2);
            X2=CurvaCapacidad(contador+1,1);
            Sdcorte=((X2-X1)/(Y2-Y1))*(Sacorte-Y1)+X1;
            i=0;
        else
            contador=contador-1;
        end
    end
end
```

%Esta función busca en una matriz (CurvaCapacidad) un valor “x” (Sdcorte) correspondiente a un valor propuesto “y” Sacorte)

```
function [ X2,contador ] = BuscarPuntoCorte( CurvaCapacidadCortada,Y2 )
contador=1;
i=1;
```

```
    while i==1
        Y2buscado=CurvaCapacidadCortada(contador,2);
        if Y2buscado >= Y2
            X2=CurvaCapacidadCortada(contador,1);
            Y1=CurvaCapacidadCortada(contador-1,2);
            X1=CurvaCapacidadCortada(contador-1,1);
            Y3=Y2;
            X3=((X2-X1)/(Y2buscado-Y1))*(Y3-Y1)+X1;
            i=0;
        else
            contador=contador+1;
        end
    end
end
```

%Esta función calcula el intervalo(a,b) donde una función cambia de signo

```
function [a,b] = buscar_intervaloV2( C1,C2 )
```

```
%C1 matriz de datos de la curva 1
```

```
%C2 matriz de datos de la curva 2
```

```
x1 = C1(:,1); y1 = C1(:,2); % Vectores X-Y de la curva 1 C1
```

```
x2 = C2(:,1); y2 = C2(:,2); % Vectores X-Y de la curva 2 C2
```

```
m1 = length(x1); %Longitud Vector x1
```

```
%Arreglos que contienen los valores de X minimos y X maximos de las curvas C1 y C2
```

```
xmin=[min(min(x1)),min(min(x2))];
```

```
%Limites superior e inferior para realizar la interpolacion
```

```
a=max(max(xmin));
```

```
% %
```

```
[x1max pos1]=max(x1);
```

```
[x2max pos2]=max(x2);
```

```
if x1max < x2max
```

```
    b=x1(pos1-1)
```

```
else
```

```
    b=x2(pos2-1)
```

```
end
```

```
end
```

%Esta función aplica el método de la bisección para encontrar el punto donde se intersecan 2 curvas

```
function [xsol,ysol] = MetBiseccion( C1,C2,a,b,tol )
```

```
%C1 y C2 puntos de las curvas
```

```
%Curva C1
```

```
y1a = InterpolaciondeY( C1,a );
```

```
y1b = InterpolaciondeY( C1,b );
```

```
C1=[C1;a y1a;b y1b];
```

```
%Ordenamos los valores de x dentro de la matriz
```

```
[B,k] = sort(C1(:,1));
```

```
B = [B C1(k,2)];
```

```
C1=[B(:,1),B(:,2)] ;
```

```
%Curva C2
```

```
y2a = InterpolaciondeY( C2,a );
```

```
y2b = InterpolaciondeY( C2,b );
```

```
C2=[C2;a y2a;b y2b];
```

```
%Ordenamos los valores de x dentro de la matriz
```

```
[B,k] = sort(C2(:,1));
```

```
B = [B C2(k,2)];
```

```
C2=[B(:,1),B(:,2)];
```

```
x1 = C1(:,1); y1 = C1(:,2); % Vectores X-Y de la curva 1 C1
```

```
x2 = C2(:,1); y2 = C2(:,2); % Vectores X-Y de la curva 2 C2
```

```
xa = a;fa = (InterpolaciondeY( C1,a )-InterpolaciondeY( C2,a ));
```

```
xb = b;fb = (InterpolaciondeY( C1,b )-InterpolaciondeY( C2,b ));
```

```
error = 100;
```

```
if fa*fb < 0
```

```
    while abs(error) >= tol
```

```

        xr = ( xa + xb )/2;
        xri= xr;
        fr = (InterpolaciondeY( C1,xr)-InterpolaciondeY( C2,xr));
        fa = (InterpolaciondeY( C1,xa)-InterpolaciondeY( C2,xa));
        fb = (InterpolaciondeY( C1,xb )-InterpolaciondeY( C2,xb ));
        if fa*fr < 0
            xb = xr;
        end
        if fa*fr > 0
            xa = xr;
        end
        xr = (xa+xb)/2;
        error = abs ((xri-xr)/xri)*100;
    end
else
    fprintf('No hay solución en el rango ingresado')
end

xsol = xr;
ysol = InterpolaciondeY( C1,xr );

end

```

%Esta función calcula el segundo punto de la bilineal en base al primer y tercer punto

```

function [P2,E] = puntopruebaV2( C, P3,p )
%C matriz de datos
%P3 punto de prueba ingresado
%p porcentaje de Ymax para P1
%X-Y Vectores que contienen los puntos de la curva
X=C(:,1);
Y=C(:,2);
%% Interpolación de P1x
Ymax=max(max(Y)); % Valor máximo Y de la curva
P1y=(p/100)*Ymax; %Porcentaje de Ymax para el punto P1
P1x = interpolaciondeX(C,P1y) ;
%% Cálculo del area bajo la curva
Pcurva=[C;P3]; % Se ingresa el punto P3 a la matriz de puntos de la curva
%Ordenamos la matriz de puntos de la curva
[B,k] = sort(Pcurva(:,1));
B = [B Pcurva(k,2)];%Se ordenan los valores de Y con respecto a X
% Nuevos vectores que contienen los puntos de la curva junto con P3
% ordenados
XC=B(:,1);
YC=B(:,2);
% Se busca el valor de X que sea igual a P3(1)=X3
n=find(XC==P3(1));
N=n(1);
PuntosCurva=[XC(1:N),YC(1:N)];
% Área bajo la Curva
Acurva=AreaSeriePuntos(PuntosCurva);
%% Calculo área bajo la recta
P1=[P1x,P1y]; %Punto P1

```

```

m=P1y/P1x; %Pendiente de la recta que pasa por el origen y P1
if P1x<P3(1)
    X2=P1x:0.01:P3(1); %Vector con los valores de X2 desde P1 a P3
    M2=length(X2); %Longitud del vector
    for i=1:M2
        Y2(i)=m*X2(i); % Calculo de Y2 con la pendiente m
        PuntosTrapezio=[0 0;X2(i) Y2(i);P3]; %Puntos del trapezio
        ATrapezio(i)=AreaSeriePuntos(PuntosTrapezio);%Área del Trapecio
        Error(i)=abs((Acurva-ATrapezio(i))/Acurva)*100;%Error Cometido
    end
    [E Pos]=min(Error);
    P2=[X2(Pos),Y2(Pos)];
else
    P2=[0,0]; %error
    E=100;
end
end

```

%Esta función obtiene el vector de coeficientes establecidos por el método FEMA 440-Caso B y necesarios para obtener los valores de B_{ef} y T_{ef}

```

function [ CoefiInter ] = coeficientes(alpha,model)
%%
%alpha = rigidez postelastica
%model = 1 o 2
%1 = Bilinear Hysteretic
%2 = Stiffness Degrading
%%
format short
BH =[ 0    3.2000 -0.6600 11.0000  0.1200 19.0000  0.7300;
      2.0000 3.3000 -0.6400 9.4000  1.1000 19.0000  0.4200;
      5.0000 4.2000 -0.8300 10.0000 1.6000 22.0000  0.4000;
      10.0000 5.1000 -1.1000 12.0000 1.6000 24.0000  0.3600;
      20.0000 4.6000 -0.9900 12.0000 1.1000 25.0000  0.3700];

BH2 =[ 0    0.1100 -0.0170 0.2700 0.0900 0.5700    0;
       2.0000 0.1000 -0.0140 0.1700 0.1200 0.6700 0.0200;
       5.0000 0.1100 -0.0180 0.0900 0.0140 0.7700 0.0500;
       10.0000 0.1300 -0.0220 0.2700 0.1000 0.8700 0.1000;
       20.0000 0.1000 -0.0150 0.1700 0.0940 0.9800 0.2000];

SD =[ 0    5.1000 -1.1000 12.0000  1.4000 20.0000  0.6200;
      2.0000 5.3000 -1.2000 11.0000  1.6000 20.0000  0.5100;
      5.0000 5.6000 -1.3000 10.0000  1.8000 20.0000  0.3800;
      10.0000 5.3000 -1.2000 9.2000  1.9000 21.0000  0.3700;
      20.0000 4.6000 -1.0000 9.6000  1.3000 23.0000  0.3400];

SD2 = [0    0.1700 -0.0320 0.1000 0.1900 0.8500    0;
       2.0000 0.1800 -0.0340 0.2200 0.1600 0.8800 0.0200;
       5.0000 0.1800 -0.0370 0.1500 0.1600 0.9200 0.0500;
       10.0000 0.1700 -0.0340 0.2600 0.1200 0.9700 0.1000;
       20.0000 0.1300 -0.0270 0.1100 0.1100 1.0000 0.2000];

```

```

%%
if model==1
    if alpha>=0 & alpha<2

        alphas = BH(1:2,1);
        A = BH(1:2,2); G = BH2(1:2,2);
        B = BH(1:2,3); H = BH2(1:2,3);
        C = BH(1:2,4); I = BH2(1:2,4);
        D = BH(1:2,5); J = BH2(1:2,5);
        E = BH(1:2,6); K = BH2(1:2,6);
        F = BH(1:2,7); L = BH2(1:2,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha);
    end

%%
    if alpha>=2 & alpha<5

        alphas = BH(2:3,1);
        A = BH(2:3,2); G = BH2(2:3,2);
        B = BH(2:3,3); H = BH2(2:3,3);
        C = BH(2:3,4); I = BH2(2:3,4);
        D = BH(2:3,5); J = BH2(2:3,5);
        E = BH(2:3,6); K = BH2(2:3,6);
        F = BH(2:3,7); L = BH2(2:3,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha);
    end

%%
    if alpha>=5 & alpha<10

        alphas = BH(3:4,1);
        A = BH(3:4,2); G = BH2(3:4,2);
        B = BH(3:4,3); H = BH2(3:4,3);
        C = BH(3:4,4); I = BH2(3:4,4);
        D = BH(3:4,5); J = BH2(3:4,5);
        E = BH(3:4,6); K = BH2(3:4,6);
        F = BH(3:4,7); L = BH2(3:4,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end

%%
    if alpha>=10 & alpha<=20

        alphas = BH(4:5,1);
        A = BH(4:5,2); G = BH2(4:5,2);
        B = BH(4:5,3); H = BH2(4:5,3);
        C = BH(4:5,4); I = BH2(4:5,4);
        D = BH(4:5,5); J = BH2(4:5,5);
        E = BH(4:5,6); K = BH2(4:5,6);
        F = BH(4:5,7); L = BH2(4:5,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end
end

```



```

end
if model==2

    if alpha>=0 & alpha<2

        alphas = SD(1:2,1)
        A = SD(1:2,2); G = SD2(1:2,2);
        B = SD(1:2,3); H = SD2(1:2,3);
        C = SD(1:2,4); I = SD2(1:2,4);
        D = SD(1:2,5); J = SD2(1:2,5);
        E = SD(1:2,6); K = SD2(1:2,6);
        F = SD(1:2,7); L = SD2(1:2,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end
%%
    if alpha>=2 & alpha<5

        alphas = SD(2:3,1);
        A = SD(2:3,2); G = SD2(2:3,2);
        B = SD(2:3,3); H = SD2(2:3,3);
        C = SD(2:3,4); I = SD2(2:3,4);
        D = SD(2:3,5); J = SD2(2:3,5);
        E = SD(2:3,6); K = SD2(2:3,6);
        F = SD(2:3,7); L = SD2(2:3,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end
%%
    if alpha>=5 & alpha<10

        alphas = SD(3:4,1)
        A = SD(3:4,2); G = SD2(3:4,2);
        B = SD(3:4,3); H = SD2(3:4,3);
        C = SD(3:4,4); I = SD2(3:4,4);
        D = SD(3:4,5); J = SD2(3:4,5);
        E = SD(3:4,6); K = SD2(3:4,6);
        F = SD(3:4,7); L = SD2(3:4,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end
%%
    if alpha>=10 & alpha<=20

        alphas = SD(4:5,1);
        A = SD(4:5,2); G = SD2(4:5,2);
        B = SD(4:5,3); H = SD2(4:5,3);
        C = SD(4:5,4); I = SD2(4:5,4);
        D = SD(4:5,5); J = SD2(4:5,5);
        E = SD(4:5,6); K = SD2(4:5,6);
        F = SD(4:5,7); L = SD2(4:5,7);
        Coefi=[A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L];
        CoefiInter=interp1(alphas,Coefi,alpha)
    end
end

```

```

end

end
end

% Esta función obtiene los valores de Bef y Tef aplicando el procedimiento descrito en el método FEMA 440-
Caso B

function [ Bef,Tef ] = ParametrosGenerales( vectorCoeficientes,ductilidad,T0,B0,alpha )
    if ductilidad>1 && ductilidad<4
        Tef=(vectorCoeficientes(7)*(ductilidad-1)^2+vectorCoeficientes(8)*(ductilidad-1)^3+1)*T0;
        Bef=vectorCoeficientes(1)*(ductilidad-1)^2+vectorCoeficientes(2)*(ductilidad-1)+B0;
    end
    if ductilidad>=4 && ductilidad<=6.5
        Tef=(vectorCoeficientes(9)+vectorCoeficientes(10)*(ductilidad-1)+1)*T0;
        Bef=vectorCoeficientes(3)+vectorCoeficientes(4)*(ductilidad-1)+B0;
    end
    if ductilidad>6.5
        Tef=T0*(vectorCoeficientes(11)*(((ductilidad-1)/(1+vectorCoeficientes(12)*(ductilidad-2)))^0.5-1)+1);
        Bef=vectorCoeficientes(5)*((vectorCoeficientes(6)*(ductilidad-1)-1)/(vectorCoeficientes(6)*(ductilidad-
1))^2)*(Tef/T0)^2+B0;
    end
end

%Esta función obtiene los valores de alfa y la ductilidad
function [ alpha,ductilidad ] = ParametrosCaracteristicos( P2,P3 )
alpha=((P3(2)-P2(2))/(P3(1)-P2(1)))/(P2(2)/P2(1));
ductilidad=P3(1)/P2(1);
end

%Esta función obtiene los valores de B y M aplicando el procedimiento descrito en el método FEMA 440-
Caso B
function [ B,M ] = ParametrosCasoB( Bef,Tef,T0,alpha,ductilidad )
B=4/(5.6-log(Bef));
M=(Tef/T0)^2*((1+alpha*(ductilidad-1))/ductilidad);
end

```

ANEXO 6

A6 Obtención del punto de desempeño y curvas de fragilidad de la subvariante PCR (carga lateral según las dos direcciones ortogonales)

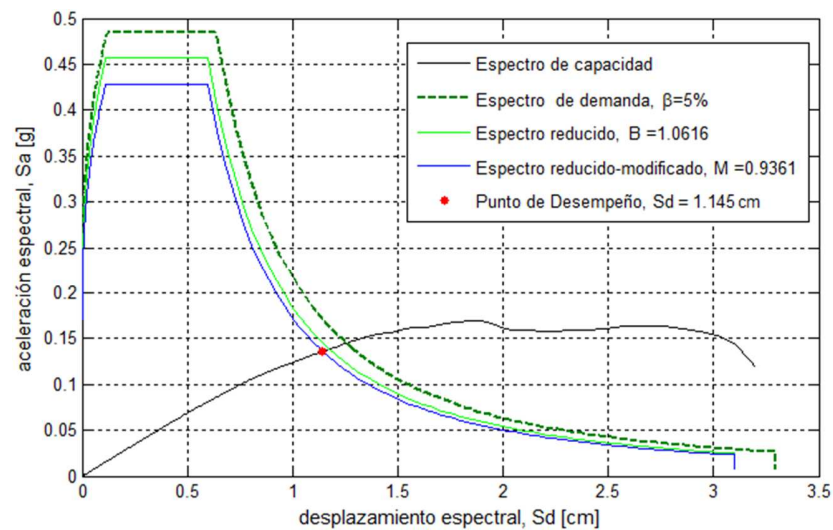


Figura A6.1 Obtención del punto de desempeño de la subvariante PCR (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección transversal)

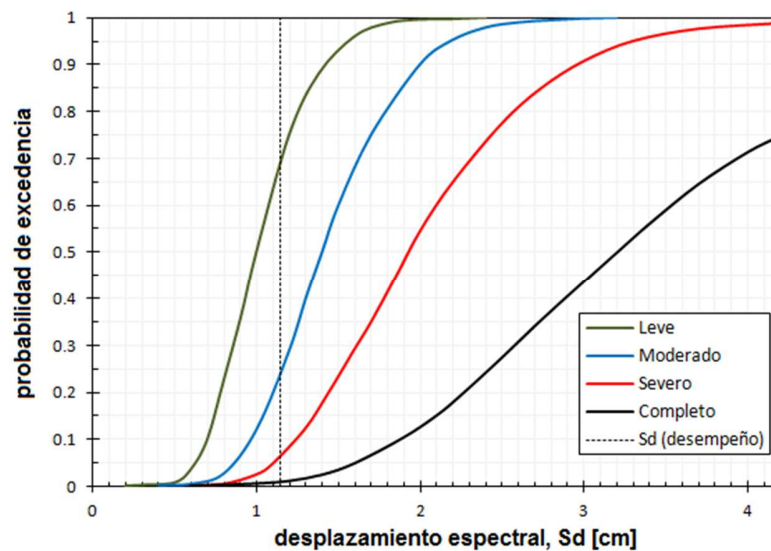


Figura A6.2 Curvas de fragilidad de la subvariante PCR (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección transversal)

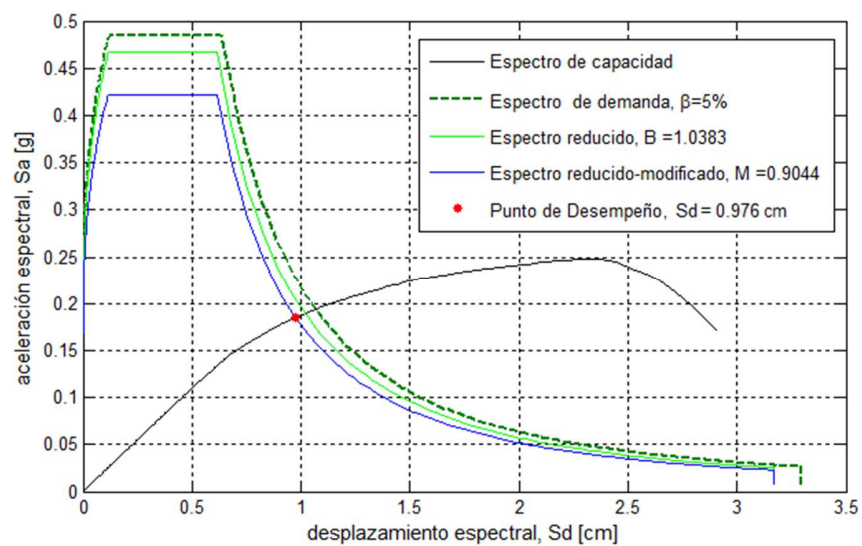


Figura A6.3 Obtención del punto de desempeño de la subvariante PCR (FEMA 440; procedimiento “B”; carga lateral según dirección longitudinal)

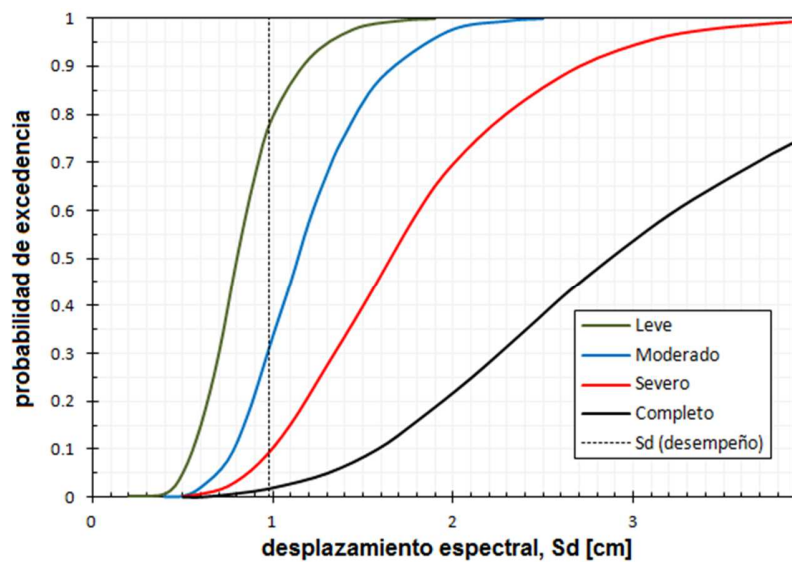


Figura A6.4 Curvas de fragilidad de la subvariante PCR (punto de desempeño: FEMA 440; carga lateral según dirección longitudinal)

Apéndice 1: Elaboración del fichero de ingreso de datos

A partir de la estrategia de construcción del edificio-prototipo (Figura 5.26), se preparó el fichero de entrada. La realización de los análisis modal y *pushover* en Ruaumoko-3D (Carr 2007d) demanda un fichero *txt* que comprende las ocho secciones mostradas en la Tabla 1. El rellenado de este fichero debe observar el orden prescrito en dicho programa, que es el consignado en la Tabla 1. En cuanto al análisis *pushover*, Ruaumoko 3D está equipado con tres tipos, cuyos fundamentos se presentaron en la sección 3.3, con énfasis en el utilizado en este trabajo. A continuación, abordaremos la información atinente al modelo, esto es, de acuerdo a la Tabla 1, las secciones de la 2 a la 5 (las secciones 1, 7 y 8, están más ligadas al análisis *pushover*).

Tabla 1 Secciones de fichero de ingreso para análisis *pushover*

Sección	Información de ingreso
1.	Control de análisis y de <i>outputs</i>
2.	Nodos
3.	Elementos
4.	Propiedades
5.	Masas
6.	Cargas
7.	Patrón de carga
8.	Sismo

1. Secciones Nodos y Elementos

El primer bloque de caracterización geométrica que demanda el fichero de ingreso de Ruaumoko es el de Nodos. Los nodos se generaron por plantas, conforme al orden establecido a nivel de macro-elemento en la estrategia representada en la figura 5.26, esto es: 1) pilares, 2) vigas-dintel, 3) resortes de diafragma de piso según el eje global X, 4) resortes de diafragma de piso según eje global Z. Así pues, en este primer nivel de generación no se hizo distinción de los resortes-componentes (de momento y de corte). Los detalles de llenado de este bloque pueden revisarse en el Manual de Ruaumoko-3D (Carr 2007d). Con todo, en la figura 1 se presenta un pequeño extracto de la Sección Nodos (correspondiente al edificio-prototipo), en el cual se indica el significado de los componentes de esta sección.

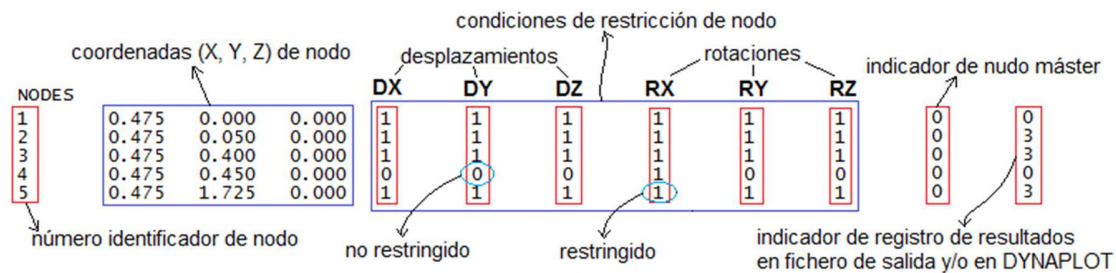


Figura 1 Componentes de la sección Nodos del fichero de ingreso de Ruaumoko

La sección de Elementos identifica los elementos-componentes a partir de los nodos generados. La identificación/numeración de los elementos siguió el orden establecido a nivel de elemento-componente (1.1.1, 1.1.2, 1.2.1, etc.) en el esquema de la figura 1. En la figura 2 se presenta un extracto de esta sección; en ella se indican sus elementos componentes. Conviene advertir que al generar la sección Nodos se ha de tener muy presente la de Elementos, ya que los nodos internos de estos últimos deben estar totalmente restringidos (los 6 grados de libertad restringidos). En cambio, los nodos externos, que se localizan en los extremos y que conectan con los otros elementos de la estructura están liberados (no restringidos) en los grados de libertad que sean de interés.

Adicionalmente a la información geométrica, a cada elemento ha de asignarse un modelo fuerza-desplazamiento. Los parámetros de caracterización de estos modelos se consideran en la siguiente sección, que es la de Propiedades. Cada propiedad está constituida por varias líneas informativas, y se identifica con un número en la cabecera al que se ha denominado *número identificador de propiedad* en el esquema de la figura 2. Así, la asignación de propiedades a los elementos es una tarea que ha de llevarse a cabo antes de la construcción de la sección Nodos. Por otro lado, la relación elemento-propiedad no necesariamente es uno a uno. Dado que las dimensiones (en el caso de los pilares, además, la carga vertical) son determinantes en los parámetros de caracterización, bajo ciertas condiciones de simetría, como ocurre en el EP, algunos elementos pueden perfectamente compartir propiedad (Fig. 2).

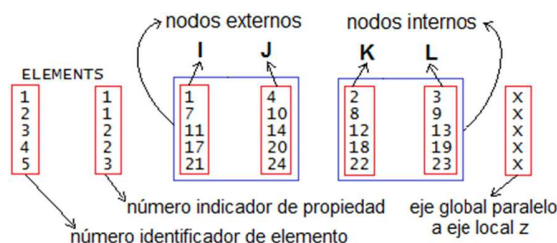


Figura 2 Componentes de la sección Elementos del fichero de ingreso de Ruaumoko

2. Sección Propiedades

La sección Propiedades contiene valores de los parámetros de caracterización de los modelos fuerza-desplazamiento de los elementos. Estos valores (v.g. rigideces elásticas, rigideces post-elásticas, fuerzas/momentos de cedencia) evaluados/adoptados con anterioridad se registran en varias líneas informativas. El número de estas líneas depende de la complejidad del modelo no-lineal asumido para el elemento o grupo de elementos (ya que varios elementos pueden compartir la misma propiedad). Para casos complejos como el de un elemento (o grupo de elementos) cuyo modelo fuerza-desplazamiento es tri-lineal y con degradación de resistencia, Ruaumoko demanda el llenado de 6 líneas, con toda la información general presentada en la Tabla 2. Por el contrario, para aquellos elementos cuya respuesta se asume en el campo elástico (que es el caso de los resortes de piso en el edificio-prototipo) es suficiente con el llenado de las dos primeras líneas de información.

Tabla 2 Líneas informativas de propiedad para elemento(s) con modelo fuerza-desplazamiento tri-lineal y con degradación de resistencia

L.	Información
1	Parámetros de identificación del modelo fuerza-desplazamiento
2	Rigideces elásticas y post-elásticas
3	Fuerzas de cedencia
4	Momentos de cedencia
5	Parámetros de degradación de resistencia
6	Parámetros de tramo post-agrietamiento

Al cumplimentar la sección Propiedades, se han de tener claras las rigideces y las fuerzas internas relevantes del elemento (o los elementos) en cuestión, lo cual supone asociar tales características relevantes con los correspondientes ejes locales. En las Figuras 3, 4 y 5 se muestran los esquemas/bloques de llenado de las propiedades para los resortes de pilares, vigas-dintel y paneles de piso correspondientes a la dirección corta (dirección-X) del edificio-prototipo. Estos bloques contienen, pues, el detalle de la información general presentada en la Tabla 2. Cada línea de este bloque comprende celdas con información precisa requerida por Ruaumoko. Las celdas resaltadas en las figuras subsiguientes corresponden a la información relevante que caracteriza a cada tipo de elemento. Las celdas no relevantes o bien se llenan con ceros, o con valores muy altos (v.g. rigidez infinita) o se dejan en blanco. A este respecto, cabe indicar que en el capítulo 2 se trataron los detalles relativos a las matrices de rigidez de los elementos. Por lo demás, tanto el Manual de Ruaumoko-3D (Carr 2007d) como el extracto de fichero de ingreso presentado en el Anexo 3 (correspondiente al EP) constituyen guías de llenado.

a)

L.	Propiedades de resorte de momento para pilar – dirección X											
1	1	7	3	0								
2	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	WGT	RF	RT			
3	Fx ⁺	Fx ⁻	Fy ⁺	Fy ⁻	Fz ⁺	Fz ⁻						
4	Mx ⁺	Mx ⁻	My ⁺	My ⁻	Mz ⁺	Mz ⁻						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								

b)

L.	Propiedades de resorte de corte para pilar – dirección X											
1	1	14	3	0								
2	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	WGT	RF	RT			
3	Fx ⁺	Fx ⁻	Fy ⁺	Fy ⁻	Fz ⁺	Fz ⁻						
4	Mx ⁺	Mx ⁻	My ⁺	My ⁻	Mz ⁺	Mz ⁻						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	alfa	beta	F _{ctx} ⁺	F _{ctx} ⁻	F _{cry} ⁺	F _{cry} ⁻	F _{ctz} ⁺	F _{ctz} ⁻	M _{ctx} ⁺	M _{ctx} ⁻	M _{cry} ⁺	M _{cry} ⁻

Figura 3 Bloque de propiedades de pilar orientado en dirección X: a) resorte de momento; b) resorte de corte

a)

L.	Propiedades de resorte de momento para viga-dintel – dirección X											
1	1	14	3	0								
2	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	WGT	RF	RT			
3	Fx ⁺	Fx ⁻	Fy ⁺	Fy ⁻	Fz ⁺	Fz ⁻						
4	Mx ⁺	Mx ⁻	My ⁺	My ⁻	Mz ⁺	Mz ⁻						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	alfa	beta	F _{ctx} ⁺	F _{ctx} ⁻	F _{cry} ⁺	F _{cry} ⁻	F _{ctz} ⁺	F _{ctz} ⁻	M _{ctx} ⁺	M _{ctx} ⁻	M _{cry} ⁺	M _{cry} ⁻

b)

L.	Propiedades de resorte de corte para viga-dintel – dirección X											
1	1	14	3	0								
2	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆	WGT	RF	RT			
3	Fx ⁺	Fx ⁻	Fy ⁺	Fy ⁻	Fz ⁺	Fz ⁻						
4	Mx ⁺	Mx ⁻	My ⁺	My ⁻	Mz ⁺	Mz ⁻						
5	Duct1	Duct2	Rduct	Duct3								
6	alfa	beta	F _{ctx} ⁺	F _{ctx} ⁻	F _{cry} ⁺	F _{cry} ⁻	F _{ctz} ⁺	F _{ctz} ⁻	M _{ctx} ⁺	M _{ctx} ⁻	M _{cry} ⁺	M _{cry} ⁻

Figura 4 Bloque de propiedades de viga-dintel orientada en dirección X: a) resorte de momento; b) resorte de corte

L.	Propiedades de resorte de piso – dir. X					
1	1	0	0	0		
2	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K ₅	K ₆

Figura 5 Bloque de propiedades de resorte de piso orientado en dirección X

En lo relativo a la información relevante de los bloques de propiedades de los pilares y vigas-dintel (Figs. 3 y 4), en la línea 1, la primera celda corresponde a tipo de elemento, la segunda, a la regla de histéresis adoptada, y la tercera, a un indicador de degradación de resistencia. Un “1” en la primera celda, que es la elección adoptada en este trabajo, le confiere al elemento-resorte la categoría de *simple*, es decir, no equipado con interacción de fuerzas internas. Un “3” en la tercera celda indica que se considera degradación de resistencia, con la ductilidad como parámetro de caracterización. En cuanto a la celda 2, las reglas de histéresis utilizadas en este trabajo para la modelización no-lineal de pilares y vigas-dintel fueron la bilineal con carga y recarga orientada hacia el origen, con código 7, y la Fukada (con envolvente tri-lineal), con código 14. En los capítulos 2 y 3 se trataron los aspectos pertinentes acerca del elemento-resorte y de las reglas de histéresis (secciones 2.2.2.1 y 3.2.3); mayores detalles pueden encontrarse en el Manual de Ruaumoko-3D (Carr 2007d) y en el Apéndice de reglas de histéresis (Carr 2007c).

Las líneas 2, 3 y 4 de los esquemas matriciales de las figuras 2 y 3 contienen las rigideces y los valores de cedencia relevantes para los elementos-componentes. Cabe precisar que en la fila/línea 2, K₁, K₂, y K₃ representan las rigideces traslacionales asociadas a los ejes locales x, y y z, respectivamente. Las rigideces K₄, K₅ y K₆ son rotacionales y están asociados a los ejes locales x, y y z, respectivamente. RF y RT son las rigideces traslacional y rotacional (respectivamente) de los tramos bilineal o tri-lineal, de acuerdo con el patrón envolvente de histéresis adoptado para el elemento. Estos valores se deben expresar como porcentajes de la rigidez elástica. En este trabajo, se asumieron los tramos bi-lineal (histéresis 7) y tri-lineal (histéresis 14) con pendiente cero (Figs. 3.22 y 3.25). Las líneas 5 y 6 se refieren a los parámetros de degradación de resistencia y del tramo post-agrietamiento (caso de histéresis tri-lineal) señalados en la Tabla 2, asuntos ya tratados en la sección 3.2.3.

La progresión en la asignación de propiedades a los elementos siguió la lógica de generación de los elementos-componentes (1.1.1, 1.1.2, 1.2.1, etc.). De este modo, las propiedades de los elementos en la dirección global Z se consideraron a renglón seguido de las propiedades de los elementos en la dirección X. Las líneas 2, 3, 4 y 6 de los esquemas mostrados en las figuras 3, 4 y 5 variaron, para la dirección Z, dependiendo de los (nuevos) ejes locales asociados a las fuerzas internas relevantes de los elementos orientados en esta dirección (Fig. 5.11). Por ejemplo, en el caso de los pilares, el momento flexionante y la fuerza cortante de interés son el M_z y el F_y, respectivamente. De este modo, y habida cuenta de que F_z es la fuerza cortante de interés para los pilares en la dirección X (Fig. 5.11b), los cortantes en la base del EP se evaluaron en los siguientes términos:

$$V_X = \sum_{i=1}^{npX} F_z \quad ; \quad V_Z = \sum_{j=1}^{npZ} F_y \quad (1)$$

donde: V_x , V_z son los cortantes en la base del edificio-prototipo según las direcciones X y Z, respectivamente; npX , npZ : número de pilares en planta baja según las direcciones X y Z, respectivamente.

Dado lo laborioso que suponía construir la sección Propiedades, se implementaron dos programas en MATLAB para realizar dicha tarea. La estrategia de generación de elementos facilitó notablemente la elaboración de estos programas, cuya finalidad consistió en generar la sección Propiedades como una gran matriz de celdas, a partir de tablas de propiedades elaboradas en EXCEL. Una matriz de celdas es una entidad de MATLAB de carácter más genérico que una matriz, puesto que sus elementos (celdas) pueden ser variables numéricas, alfa-numéricas o espacios en blanco. Los dos programas son, básicamente, iguales: el uno genera los elementos-componentes de pilares y vigas-dintel en la dirección X, y el otro hace lo propio en la dirección Z. La gran ventaja que reporta esta labor de programación es que una re-generación de la sección Propiedades debido a la modificación/refinamiento en la caracterización mecánica de los elementos se automatiza en gran medida.

Puesto que la distribución de propiedades asignadas a los resortes de piso no cambia con las plantas (excepto si se verifican cambios de sistemas de piso por plantas) bajo el esquema de modelización propuesto, el número de propiedades atribuible al sistema de piso debería resultar mucho menor que el total de las propiedades en un modelo de edificio. Por otro lado, debido a que se asumió para el resorte de piso una respuesta elástico-lineal (código “0” en celda 2), su bloque de propiedades consistió sencillamente en dos líneas informativas (Fig. 5).

Las propiedades de los resortes de piso se generaron en EXCEL, al margen de los programas en MATLAB. En el caso de la variante de EP con piso VMAR, 19 propiedades (de la 250 a la 268). En cambio, la variante con piso de madera, por tratarse, en rigor, de un piso mixto (dos primeros pisos VMAR, y del tercero al sexto, de madera) demandó 38 propiedades: 19, en primer término, para los pisos de madera (plantas de la tercera a la sexta), y cerrando la sección Propiedades, las 19 restantes, para los pisos VMAR (dos primeras plantas).

Finalmente, cabe precisar que la modelización del edificio-prototipo requirió 6553 nodos y 2352 elementos-resorte. En cuanto a la sección Propiedades, la variante de edificio con piso VMAR demandó la definición de 452 propiedades. La variante con piso de madera, debido a su carácter de piso mixto, demandó por su parte 471 propiedades. A modo de guía auxiliar, en el Anexo 3 se presenta un extracto del fichero elaborado para el análisis *pushover* (dirección X) del EP con piso VMAR original/no rigidizado. En la figura 6 se muestra el despliegue en pantalla que Ruaumoko hace del EP antes de la ejecución de los análisis modal y *pushover*.

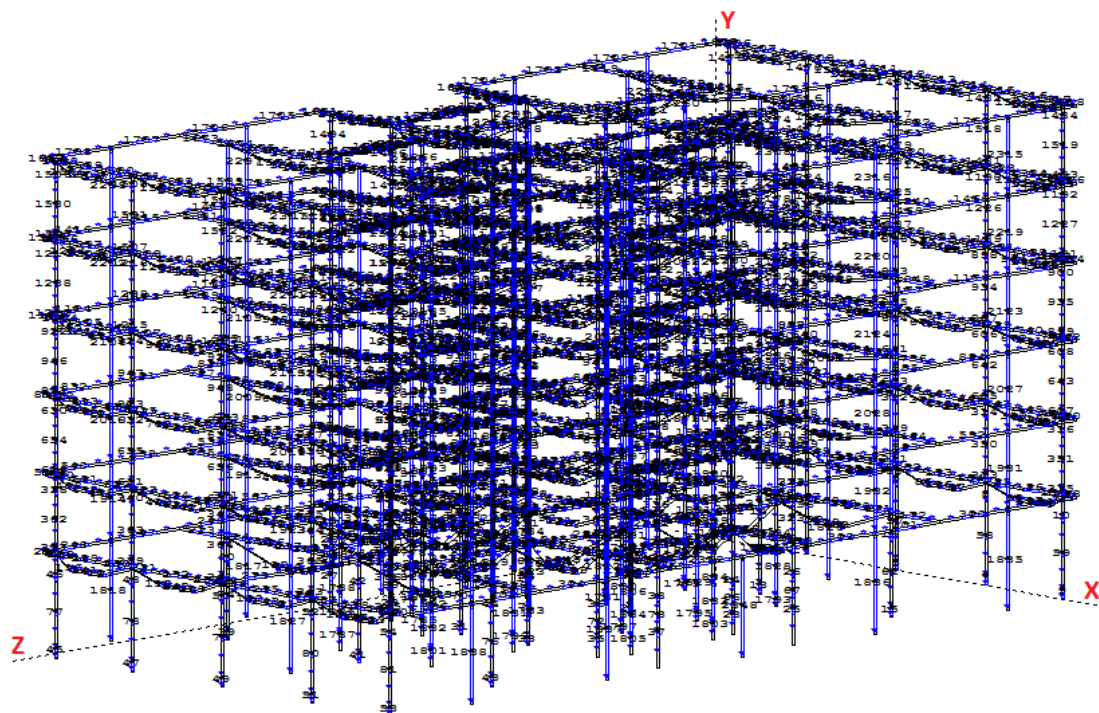


Figura 6 Despliegue en pantalla del edificio-prototipo (programa Ruaumoko)

3. Secciones Pesos (Masas) y Cargas

Las masas del EP se concentraron en los nodos correspondientes a las cabezas de los pilares, de acuerdo al modelo descrito en el apartado 5.4.3. El fichero de ingreso de Ruaumoko (Carr 2007d) demanda esta información como pesos nodales, ya que dentro del programa se realiza la transformación a masas. De hecho, “WEIGHTS” es la palabra que debe constar como cabecera de esta sección. Así pues, las líneas de la sección WEIGHTS contienen 7 datos de información, a saber: N, W_X , W_Y , W_Z , M_X , M_Y , M_Z . N es el número identificador de nudo; los W’s son los pesos nodales de actuación traslacional según las direcciones globales; los M’s son los pesos nodales de actuación rotacional alrededor de los ejes globales. Los números identificadores de los nodos en esta sección han de seguir un orden ascendente.

En el EP cada masa nodal concentrada puede vibrar traslacionalmente según las direcciones X o Z, de modo que su valor se asigna tanto a W_X como a W_Z . Puesto que la carga permanente en todas las variantes de piso fue de 350kg/m^2 , tanto la sección de Masas (*Weights*) como la de Cargas se repitió en todos los ficheros del EP. Detalles sobre el llenado de estas secciones pueden observarse en el Anexo 2 o en el Manual de Ruaumoko-3D (Carr 2007d). En la Tabla 3 se presenta un desglose de pesos por plantas/niveles. El peso del Nivel 0 corresponde al peso total de las mitades inferiores de los pilares cortados por el eje inferior del modelo de masas en elevación (Figura 5.25). En el modelo propuesto se consideraron los pesos atribuibles

estrictamente a las plantas, cuyos valores totales figuran en la Tabla 3 asociados a los niveles desde el 1 al 6. Así, el peso total efectivamente distribuido fue de 15400kN.

Tabla 3 Pesos por plantas del edificio-prototipo

NIVEL	PESO-X [kN]	PESO-Z [kN]	P. TOTAL [kN]
0	(860)	(460)	(1320)
1	2050	1360	3410
2	1495	1010	2505
3	1495	1010	2505
4	1495	1010	2505
5	1495	1010	2505
6	1140	830	1970
W _T	9170	6230	15400

La sección Cargas se refiere a las cargas estáticas externas a la estructura. En un análisis *pushover*, la carga lateral se aplica sobre el modelo del edificio sometido a las cargas verticales derivadas de su uso. En el caso del EP, al igual que con las masas, las cargas se aplicaron en los nodos correspondientes a las cabezas de los pilares. Es importante indicar que las cargas nodales son independientes de los pesos nodales, y en tal sentido, Ruaumoko no calcula (en principio) el peso propio de los elementos ni lo añade a las cargas verticales nodales sobre los pilares.

Con respecto al ingreso de las cargas en el fichero de Ruaumoko, la palabra “LOADS” debe constar como cabecera de esta sección. Luego, las líneas de la sección LOADS contienen 7 datos de información, a saber: N, F_X, F_Y, F_Z, M_X, M_Y, M_Z. N es el número identificador de nudo; las F’s representan cargas estáticas nodales según las direcciones globales; las M’s representan momentos estáticos alrededor de los ejes globales. Dado que se tratan de cargas verticales dirigidas hacia abajo, se ingresan en el campo F_Y con signo negativo. Los números identificadores de los nodos en esta sección han de seguir también un orden ascendente. Por último, cabe advertir que Ruaumoko exige para las secciones Cargas y Masas una última línea con el número identificador del último nodo (6553 en el caso del EP) seguido de ceros en el resto de campos.

Apéndice 2: Métodos de Espectro de Capacidad

1. Uso y discusión sobre los métodos de estimación del punto de desempeño

1.1 Consideraciones generales

Actualmente, es ampliamente aceptado que los criterios de desempeño sísmico pueden ser mejor controlados a través de la evaluación de desplazamientos/deflexiones en la estructura, tanto a nivel global como local (de miembro). Las filosofías de diseño sísmico y de evaluación sísmica basadas en desplazamiento se han impuesto sobre aquellas basadas en fuerza (SEAOC 1995; FEMA 273 1997; FEMA 356 2000). En este contexto, debido a su capacidad de predicción de desplazamiento con esfuerzo computacional manejable y razonable precisión, los Métodos basados en Análisis *Pushover* (MAP) han tenido gran aceptación y se han convertido en objeto de importante investigación.

Entre los MAPs se pueden distinguir métodos clásicos/convencionales y métodos mejorados (derivados de los convencionales). Entre los primeros están: 1) Método del Espectro de Capacidad (ATC 40 1996), 2) Método de Coeficientes de Modificación de Desplazamiento (FEMA 356 2000) y 3) Método N2 (Fajfar y Gaspersic 1996; Fajfar 1999). Entre los segundos: 1) Método del Espectro de Capacidad Mejorado (FEMA 440 2005), 2) Método N2 Extendido (Fajfar et al. 2005), 3) Método de Análisis *Pushover* Modal (Chopra y Goel 2002).

En cuanto al Método del Espectro de Capacidad Mejorado: MEC-FEMA 440 (2005), cabe advertir que suele denominarse también MADRS (*Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum*). Por otra parte, la referencia FEMA 440 señala a la *Federal Emergency Management Agency*, entidad financiadora del proyecto ATC 55 (liderado por la *Applied Technology Council*), que culminó con la publicación *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Aunque es la más usada, algunos autores prefieren referir el MEC mejorado con ATC 55 (2005).

En relación con los métodos convencionales, cabe destacar que el Método del Espectro de Capacidad, MEC-ATC 40 (ATC 40 1996) se implementó en el proyecto HAZUS (FEMA/NIBS 2002), en tanto que el Método N2 (Fajfar 1999; Fajfar 2000) se incorporó en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). Los dos métodos señalados se derivan de la versión original del MEC (Freeman 1975, 1998), manteniendo sus líneas esenciales (esquema gráfico de representación del problema, desplazamiento como parámetro de desempeño, empleo de curva *pushover*, conversión del sistema MDOF a un SDOF equivalente, reducción espectral); no obstante, difieren en el concepto que usan para la reducción espectral. El método N2 se basa en el espectro inelástico, mientras que el MEC-ATC 40 se apoya en el concepto de amortiguamiento. Por otra parte, los procedimientos del método N2 son más simples; concretamente: 1) formulaciones sencillas de factores de reducción, 2) conversión del sistema MDOF a un sistema SDOF de tipo elastoplástico. Esta conversión ignora el eventual

endurecimiento (*hardening*) ó ablandamiento (*softening*) del sistema SDOF. Así, el método N2 se ahorra el proceso iterativo de actualización de curvas bilineales, que describe la evolución del comportamiento no lineal del sistema SDOF (Fig. 1).

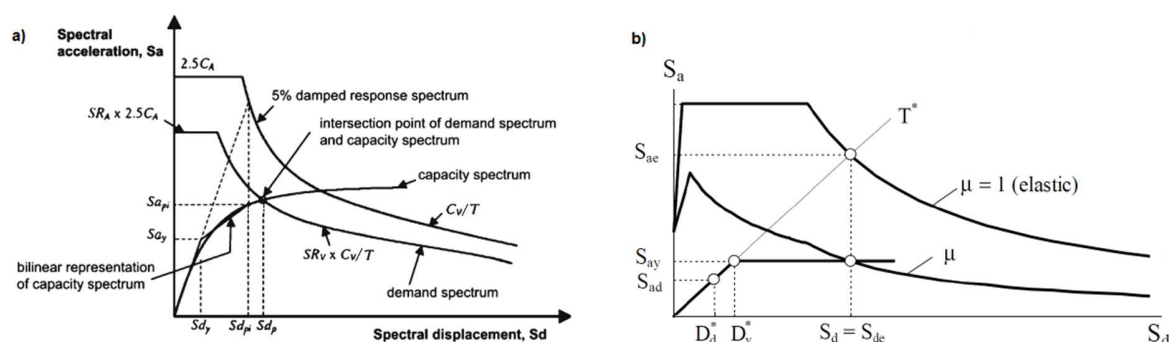


Figura 1 Estrategias de obtención del punto de desempeño: a) MEC-ATC 40; b) Método N2

Los métodos mejorados surgen motivados por la idea de capturar, en la respuesta del edificio, efectos como el de la participación de los modos superiores de vibración, torsión en planta interacción suelo-estructura, etc. Concretamente, en el caso del método N2 extendido (Fajfar 2005), el comportamiento torsional; en el caso del método de Análisis *Pushover* Modal (Chopra y Goel 2002), los efectos de los modos superiores de vibración. A este respecto, el MEC-FEMA 440 es el más ambicioso, ya que se plantea 1) la consideración del efecto de los modos superiores de vibración y de la interacción suelo-estructura, y 2) mejorar la consistencia de los resultados de desempeño del MEC-ATC 40 (ATC 40 1996) y del Método de Coeficientes de Modificación de Desplazamiento (FEMA 440 2005). Además, aunque el MEC-FEMA 440 (2005) no lo contempla, admite la posibilidad de considerar la torsión en planta; precisamente, esta posibilidad se ha examinado en Bhatt y Bento (2011).

1.2 Proyectos europeos recientes enfocados en la estimación de pérdidas

Más allá de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, la estimación de pérdidas provocadas por sismos es fundamental para el establecimiento de planes de reducción de riesgo o para la toma de decisiones después de la ocurrencia de un sismo dañino. En general, las metodologías de estimación de pérdidas sísmicas consideran, en su componente de vulnerabilidad sísmica, dos o tres niveles de evaluación, correspondiendo el nivel más sofisticado a los métodos analíticos basados en análisis estático no lineal. En este marco, es relevante anotar que la mayoría de proyectos europeos recientes que abordaron la estimación de pérdidas sísmicas y consideraron métodos analíticos de evaluación de vulnerabilidad, privilegiaron los MEC en sus versiones original (MEC-ATC 40) y mejorada (MEC-FEMA 440) al método N2 (LESSLOSS 2005; Hasan et al. 2007; NERIES 2010; Molina et al. 2010a,b; Daniell 2011; D'Ayala et al. 2014). Como

parte de estos proyectos se generaron los programas ELER (NERIES 2010), SELENA (Molina et al. 2010a) y OPAL (Daniell 2011); en Daniell (2009) y Erdik et al. (2014) puede hallarse una revisión crítica de ellos.

En cuanto a los proyectos europeos recientes orientados hacia los métodos analíticos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, son dignos de destacar SYNER-G (Pitilakis 2011; Pitilakis et al. 2013) y PERPETUATE (Lagomarsino y Cattari 2015b). El proyecto SYNER-G, más general, abarca varios tipos estructurales. En lo tocante a edificios, establece modelos mecánicos sencillos, a partir de los cuales desarrolla una metodología propia de demanda versus capacidad basada en desplazamiento: DBELA (*Displacement Based method for Earthquake Loss Assessment*) para evaluar el desempeño sísmico (Crowley et al. 2006; Pitilakis 2011). El proyecto PERPETUATE (Lagomarsino y Cattari 2015b) concierne más a este trabajo, ya que se ocupa de los edificios de mampostería, y en particular de aquellos con valor patrimonial. En el apartado de evaluación de desempeño, PERPETUATE adapta el método MADRS (FEMA 440 2005), incorporando, producto de análisis dinámicos propios, leves modificaciones (Cattari y Lagomarsino 2012; Lagomarsino y Cattari 2015a).

1.3 Estudios comparativos de métodos de estimación del punto de desempeño

Entre los estudios comparativos de los métodos de estimación del punto de desempeño, el de Pinho et al. (2013) merece atención especial por el conjunto de métodos que considera y, sobre todo, por: 1) el importante corpus de edificios que incorpora en su trabajo, y 2) el rigor en la medición de la calidad predictiva de los métodos estudiados. Dichos autores se plantearon la evaluación de varios MAPs: 1) MEC-ATC 40, 2) MEC-FEMA 440, 3) N2, 4) Análisis *Pushover* Modal (MPA), 5) Método de Espectro de Capacidad Adaptativo (ACSM), 6) Método de Combinación Modal Adaptativa (AMC). Los tres últimos, pensados para considerar el efecto de los modos superiores de vibración, suponen análisis *pushover* con cargas laterales establecidas como combinación lineal de vectores fuerza modales.

Con el fin de evaluar los 6 métodos señalados, Pinho et al. (2013) consideraron un grupo de 16 edificios porticados, de entre 3 y 20 pisos, de concreto reforzado y de acero, con geometrías regulares e irregulares, con diferentes grados de diseño sísmico. Para incluir el nivel de intensidad sísmica como parámetro de análisis, adoptaron la estrategia de comparar las respuestas estructurales obtenidas mediante los 6 MAPs con valores de referencia obtenidos a partir de análisis dinámicos incrementales (IDAs). Así, se consideraron 6 niveles de intensidad sísmica, asumiendo el correspondiente al sismo de diseño (período de retorno de 475 años) para Los Ángeles como el nivel de referencia. A partir de un conjunto de 10 registros de sismos históricos ocurridos en California (magnitudes de 6 a 7.3), con técnicas de escalamiento, generaron por cada nivel de intensidad: 1) un *set* de 10 acelerogramas y 2) el espectro de respuesta promedio asociado a dicho *set*.

Así, para un edificio en particular, un nivel dado de intensidad sísmica y una respuesta determinada (v.g. desplazamiento en el techo), calcularon: 1) el valor de referencia para dicha respuesta: promedio de los valores de respuesta obtenidos de los 10 análisis dinámicos utilizando el *set* correspondiente de acelerogramas, \bar{R}_{ADNL} ; 2) el valor de respuesta bajo la aplicación del MAP considerado, R_{MAP} 3) forma normalizada de error de la respuesta obtenida mediante el MAP, E_R (ec. 1a). Finalmente, a partir del error (E_R) para cada edificio, Pinho et al. calcularon, en términos de promedio, el error asociado al grupo de edificios (ec. 1b; tomando $m = 16$). Este error normalizado medio constituye un indicador de la bondad del MAP considerado para predecir el valor de una respuesta ante un sismo de determinado nivel de intensidad.

$$\text{a) } E_R = \frac{R_{MAP}}{\bar{R}_{ADNL}} \quad ; \quad \text{b) } \bar{E}_R = \frac{\sum E_R}{m} \quad (1a), (1b)$$

Pinho et al. (2013) consideraron cinco respuestas estructurales globales en su estudio. Aquí nos concentraremos en tres de ellas: el desplazamiento en el techo, la deriva (*drift*) máxima de entrepiso y el cortante en la base. Así, en la figura 2 se sintetizan los primeros resultados de Pinho et al., que dan cuenta del desempeño de los métodos ATC 40 y FEMA 440. El error normalizado medio (Median BI = \bar{E}_R en ec. 1b) representa el indicador de desempeño del método, idealmente igual a la unidad. Además, se establecieron límites mínimo y máximo a partir del cálculo de desviaciones estándar de los errores normalizados.

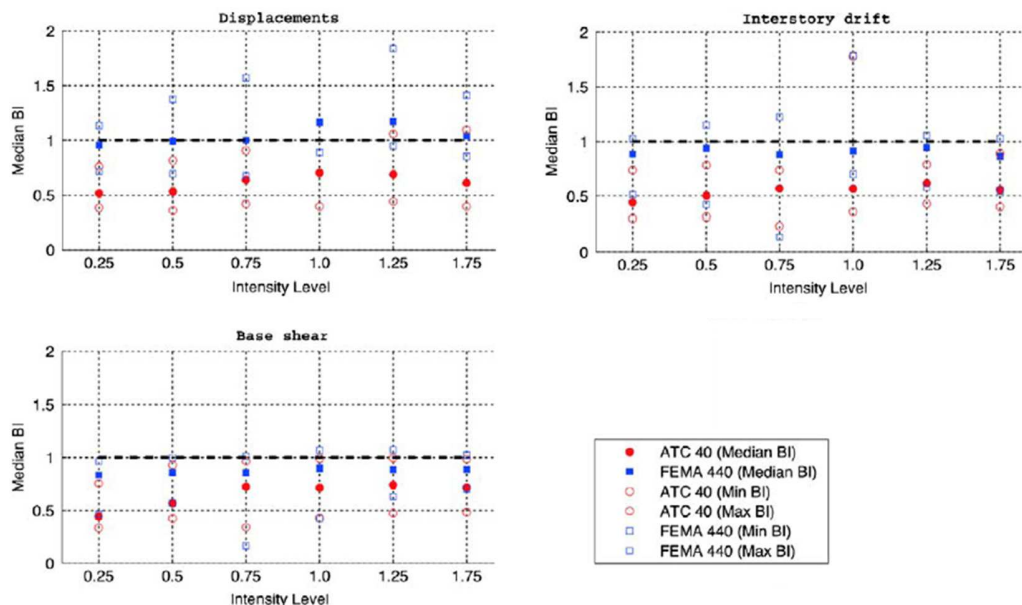


Figura 2 Evaluación preliminar de los MEC: resultados de error normalizado medio (Pinho et al. 2013)

Claramente, la figura 2 muestra que el FEMA 440 supera en calidad predictiva al ATC 40. El ATC 40 subestima las respuestas en todos los niveles de intensidad, especialmente para los niveles bajos y moderados. En particular, la subestimación de las demandas de desplazamiento alcanza el 50%, resultado consistente con el de Chopra y Goel (1999a,b). Por su parte, el FEMA 440 muestra, en general, buen desempeño, especialmente en la predicción del desplazamiento en el techo para niveles bajos y moderados de intensidad sísmica (casi coincidente con los valores de referencia).

A partir de la evidencia descrita arriba, Pinho et al. (2013) excluyeron al ATC 40 de la fase de comparación general de los MAPs. Así, la figura 3 muestra los gráficos de calidad predictiva de los cinco MAPs para las tres respuestas consideradas. Es digna de mención la superioridad del FEMA 440 en la predicción de desplazamientos para niveles de intensidad sísmica baja y moderada. Por otra parte, todos los métodos subestiman la máxima deriva (*drift*) de entrepiso. Los MAPs que consideran los modos superiores de vibración (v.g. MPA, ACSM) predicen mejor el cortante en la base y, como era de esperar, los métodos FEMA 440 y N2, basados en un comportamiento dominado por el primer modo, lo subestiman. Por último, del análisis desagregado por tipologías, Pinho et al. (2013) concluyeron que todos los MAPs funcionan muy bien (error normalizado medio prácticamente igual a la unidad y dispersiones cercanas a cero) al tratarse de edificios de concreto reforzado regulares y con un buen nivel de diseño sísmico.

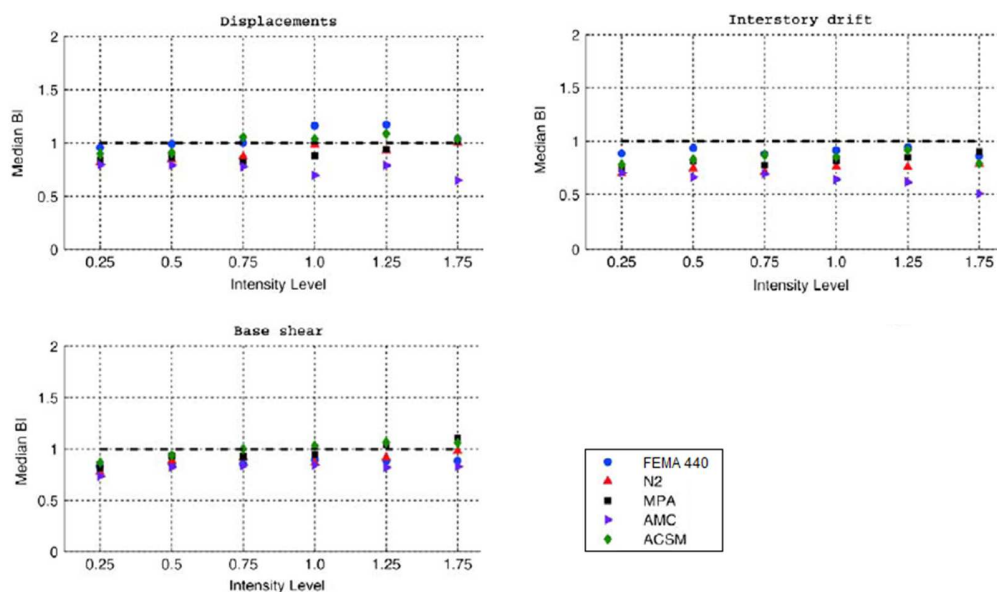


Figura 3 Evaluación de métodos de estimación del punto de desempeño en función del error normalizado medio general (Pinho et al. 2013)

En general, los estudios comparativos de MAPs que recoge la literatura se centran en un edificio, o bien en una tipología particular. Ejemplos de lo primero son los trabajos de Gencturk

y Elnashai (2008), Causevic y Mitrovic (2010), Bhatt y Bento (2012). Ejemplos de lo segundo, los trabajos de Goel y Chadwell (2007) y de Ferraioli et al. (2014). En todos ellos, el FEMA 440 fue parte del estudio. La metodología usada en estas investigaciones fue, básicamente, la de Pinho et al. (2013), y sus conclusiones caen dentro de las establecidas por estos últimos autores. En este sentido, por ejemplo, de las conclusiones de Ferraioli et al. (2014), que analiza un corpus de edificios porticados de acero, puede destacarse el buen desempeño de los MAPs (incluido el FEMA 440) en la predicción del *drift* global al analizar edificios regulares de baja y mediana altura ante niveles de intensidad sísmica de bajo a moderado.

Los trabajos citados en el párrafo anterior utilizaron como casos de estudio edificios de concreto reforzado (Goel y Chadwell 2007; Causevic y Mitrovic 2010; Bhatt y Bento 2012), de acero (Ferraioli et al. 2014) y de madera (Gencturk y Elnashai 2008). Si bien la literatura no ha recogido aún un estudio similar para edificios de MNR, es pertinente señalar que, en el marco del proyecto PERPETUATE, Cattari y Lagomarsino (2012) implementaron un MAP para estimar la demanda máxima de desplazamiento, utilizando como referencia básica el MEC clásico (ATC 40 1996). Más adelante, sustentándose en análisis dinámicos no lineales, Lagomarsino y Cattari (2015a) refinaron su procedimiento de reducción espectral (basado en amortiguamiento), adoptando los conceptos de período y amortiguamiento efectivos del MEC-FEMA 440 (FEMA 440 2005).

2. Evaluación del desempeño sísmico: MEC-ATC 40

El ATC 40, construido sobre el presupuesto de que el primer modo de vibración es el predominante en la estructura, parte del establecimiento del espectro de capacidad y del espectro elástico de demanda, en formato Sa-Sd. Luego, tiene lugar un proceso de reducciones progresivas de las ordenadas del espectro de demanda. Este proceso es iterativo y termina al verificarse la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido.

La reducción del espectro elástico de respuesta (5% de amortiguamiento) está asociado al comportamiento histerético del edificio y consiste en la aplicación de dos factores de reducción espectral, SR_A y SR_V , en los rangos de aceleración constante y de velocidad constante, respectivamente. El parámetro fundamental de estos factores de reducción es el amortiguamiento viscoso efectivo, β_{eff} , que se define mediante la fórmula:

$$\beta_{eff} = \kappa \cdot \beta_0 + 5 \quad (2)$$

en donde: 5% es el amortiguamiento viscoso inherente en la estructura; β_0 , el amortiguamiento histerético, representado como amortiguamiento viscoso equivalente, calculado como la relación entre la energía disipada por amortiguamiento (por el edificio) en un ciclo de movimiento y la máxima energía de deformación asociada con dicho ciclo de movimiento (Fig. 4); κ es el factor

de modificación de amortiguamiento por comportamiento estructural (ó factor de comportamiento estructural), y representa una medida del grado de desviación en relación a la histéresis ideal (en forma de paralelogramo; $\kappa = 1$) de la histéresis del edificio bajo análisis (ATC-40, 1996).

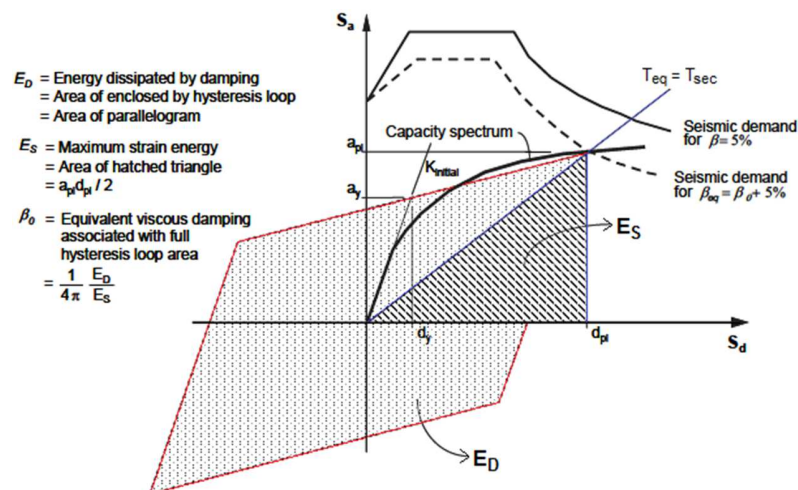


Figura 4 Estrategia de obtención del punto de desempeño del procedimiento “A” del ATC 40 (adaptado del ATC 40, 1996)

El ATC-40 (1996) establece tres categorías de comportamiento estructural histerético: A: bueno/ideal; B: regular/promedio y C: pobre, y recomienda, por simplicidad, la aplicación de factores $\kappa = 1, 2/3$ y $1/3$, respectivamente. Estos factores tienen límites de aplicabilidad, ya que el Comité del ATC 40 constató problemas en la aplicación del MEC para valores altos de amortiguamiento equivalente β_o dentro de cada tipo de sistema estructural. Así pues, se fijó $\beta_{eff} = 50\%$ como límite absoluto en donde es admisible la reducción y se establecieron valores mínimos para los factores SR_A y SR_V de reducción espectral (ATC 40 1996).

Entre las posturas críticas más destacables frente al ATC 40 están, por ejemplo, la de Krawinkler (1995), quien señaló que no existe un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética (máxima excursión) y el amortiguamiento viscoso equivalente, en particular para sistemas altamente inelásticos. Fajfar (1999), advirtió que el período secante asociado con la intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda altamente amortiguado no refleja adecuadamente la respuesta dinámica del sistema inelástico. Chopra y Goel (1999a,b) corroboraron esta última observación al reportar, en su trabajo de evaluación del ATC 40, subestimaciones significativas (con errores que alcanzan el 50%) en las demandas máximas de desplazamiento para un considerable rango de períodos estructurales.

El ATC 40 prevé tres procedimientos “A”, “B” y “C” para la estimación de la demanda máxima de desplazamiento (punto de desempeño). Una vez verificadas las conversiones de la curva de capacidad a espectro de capacidad y del espectro elástico de respuesta a espectro en formato Sa-Sd, la siguiente secuencia de pasos es común a los tres procedimientos:

1. Selección de un punto de desempeño de prueba a_{pi} , d_{pi} .
2. Construcción de una representación bilineal del espectro de capacidad.
3. Cálculo de los factores de reducción espectral SR_A y SR_V en los rangos de aceleración constante y de velocidad constante del espectro.
4. Reducción espectral y verificación de si el punto de prueba es a la vez punto de intersección entre el espectro de capacidad y el de demanda; en caso de no verificarse la condición de intersección, se reinicia el proceso (iterativo) a partir del paso 1.

Los tres procedimientos difieren en la manera de construir la representación bilineal a partir de la adopción de un punto de desempeño de prueba sobre la curva *pushover*. El procedimiento “A”, que es el más refinado, fue el usado en este trabajo. En este procedimiento se comienza por asumir la pendiente del tramo elástico de la idealización bilineal, en términos de pendiente inicial. Entonces, se ensayan rectas a partir del punto de desempeño de prueba, tal que (al cortarse con la recta de aproximación del tramo elástico) se verifique la igualdad de las áreas bajo el espectro de capacidad y bajo su representación bilineal, esto es, igualdad de energías disipadas.

3. Evaluación del desempeño sísmico: MEC-FEMA 440

3.1 Consideraciones preliminares sobre el MEC-FEMA 440

La forma bilineal del espectro tal como se define en el ATC 40 (1996) es una forma de linealización basada en dos asunciones fundamentales: 1) el período del sistema lineal equivalente es igual al período secante y 2) el amortiguamiento equivalente se relaciona al área bajo la curva de capacidad asociada con la demanda de desplazamiento inelástico. En Guyader (2003) y el FEMA 440 (2005) se estableció, a partir de un exhaustivo estudio comparativo, que el ATC 40 sobrestima tanto el período efectivo como el amortiguamiento efectivo de los sistemas inelásticos, aunque en algunas regiones de respuesta, estas dos sobrestimaciones se combinan de tal manera que produce buenas estimaciones de desplazamiento. En general, los parámetros lineales del ATC 40 conducen a estimaciones no conservadoras en las bajas ductilidades y conservadoras en las ductilidades altas.

El foco del esfuerzo del FEMA 440 (2005) fue el proceso de linealización de una curva de capacidad equivalente, concretamente: desarrollar mejores procedimientos para evaluar el período y amortiguamiento equivalentes/efectivos. El principio que rige la linealización equivalente es que la máxima deformación de un sistema no lineal SDOF puede aproximarse

mediante la máxima deformación de un sistema elástico-lineal SDOF con período y amortiguamiento mayores a aquellos iniciales del sistema no lineal. Así pues, teniendo como referencia los desplazamientos obtenidos en sistemas SDOF no lineales sometidos a un conjunto de registros de aceleración, se analizaron distribuciones de error sobre un espacio paramétrico bidimensional de período y amortiguamiento. El estudio de Guyader (2003), base teórica fundamental del FEMA 440, se ocupó del establecimiento de parámetros lineales equivalentes (período y amortiguamiento) óptimos.

Convencionalmente, la media de las diferencias absolutas o relativas entre desplazamientos ha sido la medida del error. Guyader (2003) probó que este criterio podría conducir a malos resultados, y propuso uno nuevo, basado en el concepto de rango de aceptabilidad ingenieril (*Engineering Acceptability Range*, EAR). En este sentido, el FEMA 440 (2005), basado en Guyader (2003) y el criterio de varios ingenieros involucrados en su proyecto, adoptó un rango de aceptabilidad del error de -10% a +20%. Así pues, los puntos óptimos de T_{eff} y β_{eff} en el espacio paramétrico $T_{eff} - \beta_{eff}$ se escogieron de modo que minimicen la probabilidad de que el error, ε_D , esté fuera de dicho rango de aceptabilidad, esto es:

$$R_{EAR} = 1 - \Pr(-0.1 \leq \varepsilon_D \leq 0.2) = \text{mín} \quad (3)$$

La estrategia general descrita arriba se aplicó sobre series de sistemas SDOF con varios modelos histeréticos (v.g. bilineales no degradantes, con degradación de rigidez, con degradación de rigidez y resistencia), abarcando un rango amplio de períodos y ductilidades de interés. Usando los resultados para valores discretos de ductilidad, un proceso de ajuste condujo a expresiones que relacionan el período efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) a la ductilidad (FEMA 440, 2005).

Además, como parte de las mejoras introducidas por el FEMA 440 (habida cuenta de las críticas al ATC 40 respecto del equiparamiento del período efectivo con el período secante), se propone la aplicación de un factor de modificación sobre las ordenadas del espectro de demanda reducido. Con ello, se genera un espectro S_a-S_d reducido-modificado (*Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum*, MADRS), que representará los valores correctos en el eje de aceleraciones. Con la implementación del factor de modificación, el punto de desempeño parecerá que ocurre en el período secante (T_{sec}) cuando, en realidad, lo hace en el período efectivo (T_{eff}), de menor valor (Fig. 5).

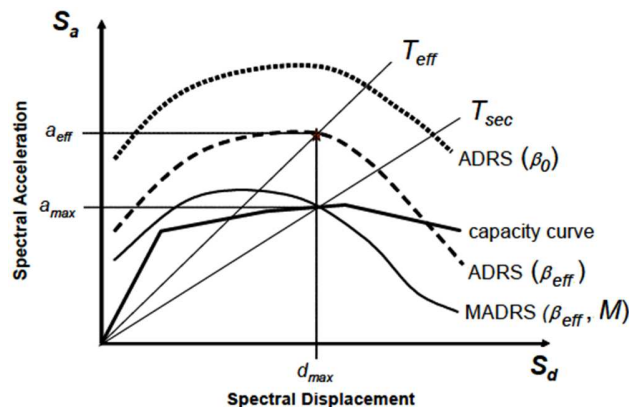


Figura 5 Efecto del Factor de Modificación (M) en el procedimiento “B” del FEMA 440

El FEMA 440 contempla, asimismo, tres procedimientos: “A”, “B” y “C”, siendo el “B”, conocido en la literatura como el método MADRS (*Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum*), el más preciso. El método “C”, menos preciso pero más utilizado que el método “B”, aprovecha la idea de que el punto de desempeño se encuentra en el lugar geométrico (locus) de los posibles puntos de desempeño. En este trabajo se utilizó el método “B” ó MADRS, que obedece la siguiente secuencia de pasos, a partir del establecimiento de los espectros (elástico) de demanda y de capacidad en coordenadas comunes Sa-Sd:

1. Seleccionar un punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}). Esta selección puede basarse en la conocida aproximación de desplazamiento lineal equivalente.
2. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, de acuerdo con los procedimientos del ATC-40. Esto define el período inicial, T_0 , el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de cedencia, a_y .
3. Para la representación bilineal desarrollada, calcular los valores de rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ .
4. Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , calcular, en función del comportamiento histerético asumido, los correspondientes amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y período efectivo (T_{eff}).
5. A partir del amortiguamiento efectivo determinado, ajustar el espectro ADRS inicial a β_{eff} , mediante la aplicación del factor de reducción $B(\beta_{eff})$.
6. Multiplicar las ordenadas de aceleración del espectro ADRS reducido por el factor de modificación, M , generando el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento reducido-modificado, MADRS (Figs. 5 y 6).
7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, d_i , con el desplazamiento de desempeño de prueba. Si está dentro de una tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a (d_i , a_i). Si no está dentro de dicha tolerancia, entonces el proceso se repite a partir del paso 1.

La figura 6 ilustra el proceso descrito. En cuanto a la secuencia de pasos reseñada, los pasos del 1 al 5 son comunes a los tres procedimientos, en tanto que los pasos 6 y 7 son privativos del procedimiento “B”. Finalmente, en el FEMA 440 (2005) se recogen detalladamente las formulaciones de los parámetros indicados (v.g. α , μ , β_{eff} , T_{eff}).

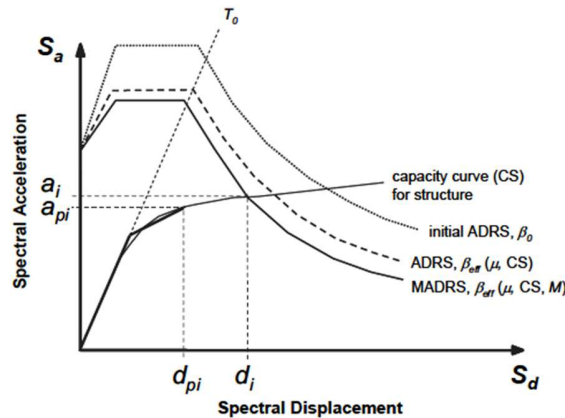


Figura 6 Obtención del punto de desempeño bajo la aplicación del procedimiento “B” (MADRS) del FEMA 440

3.2 Validación del código implementado para aplicar el procedimiento “B” del FEMA 440

El procedimiento “B” del FEMA 440, reseñado arriba, se programó en MATLAB (Anexo 5). El código desarrollado se validó con los dos ejemplos recogidos en Guyader e Iwan (2004), en los que se usó el procedimiento “C”. En las figuras 7 y 8 se muestran los resultados de desempeño obtenidos mediante los dos procedimientos (error relativo de alrededor del 5%).

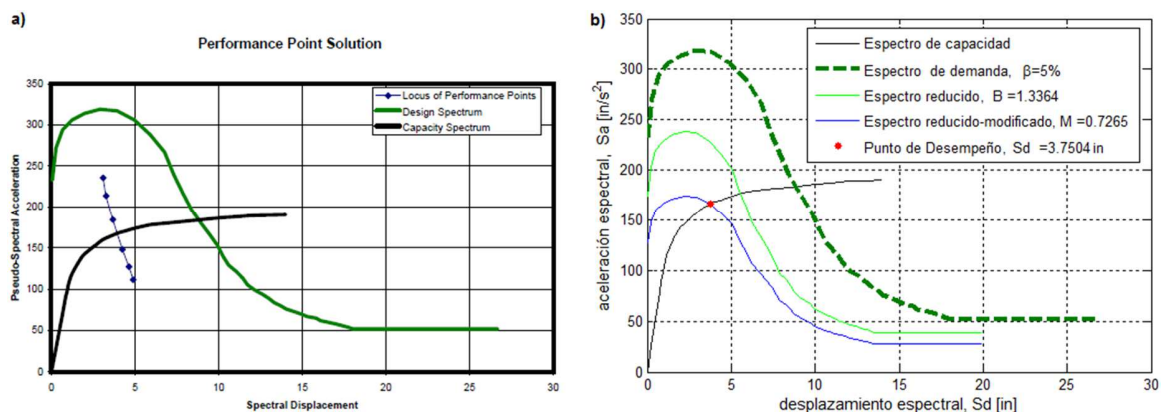


Figura 7 Validación de código implementado para obtención de punto de desempeño usando el procedimiento “B” del FEMA 440: a) Ejemplo 1, tomado de Guyader e Iwan (2004); b) Punto de desempeño obtenido bajo código desarrollado

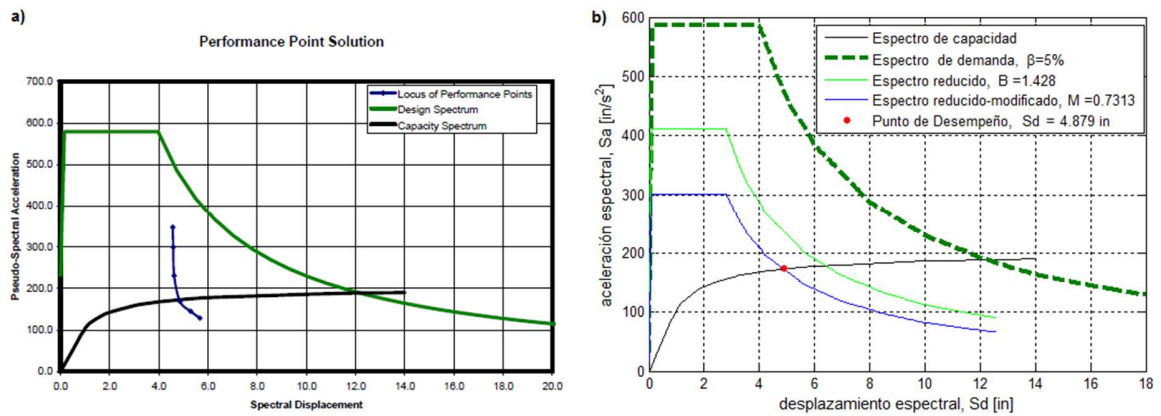


Figura 8 Validación de código implementado para obtención de punto de desempeño usando el procedimiento “B” del FEMA 440: a) Ejemplo 2, tomado de Guyader e Iwan (2004); b) Punto de desempeño obtenido bajo código desarrollado